



*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : structures*

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+2entre sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques).**

Présenté par :

M^r: MEDJMADJ LAMRI

M^r: MERZOUK TAYEB

Encadré par :

M^{me}: DJERROUD.T

Membre de jury :

M^r :

M^{me} :

Promotion 2017-2018

Remerciements

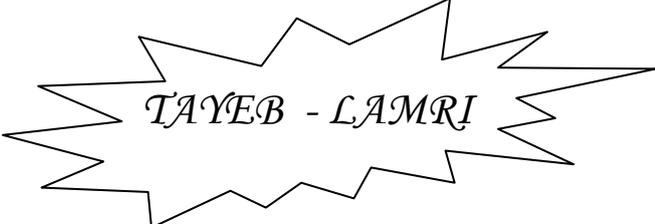
Avant tout, nous tenons à remercier le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} DJERROUD.T pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



TAYEB - LAMRI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère FATIMA, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment maman.

A mon père LAMRI, décidé trop tôt. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A mes très chères frères : Djamel, A-nacer, A-hake, A-ghani et Mouloud qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études.

A mes très chères sœurs : Djamila, Fadilla, Chahrazad et Fairouz qui m'ont aidé durant les moments les plus pénibles.

A toute la famille "MEDJMADJ"

A M^r "KHIDER" pour les sandwiches délicieux et aussi pour DR.

A mes meilleurs amis(es) et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sûr : "Mme DJERROUD" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de Génie Civil 2018.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mes chers frères : A-hake, hamza et Rahim.

A mes chères sœurs : fareil et katia .

A toute la famille : " Merzouk ".

A mon binôme LAMRI et sa famille.

*A mes meilleurs amis (es) et mes collègues (Amer, Adel ,Amin ...)
et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

A ma promotrice : " M^{me} Djrroud.T " qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de Génie Civil 2018.



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.

- 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 .
- N_s : Effort normal de service.
- N_u : 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).
- S_t : 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.

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 concernant le béton..

γ_s : coefficient de sécurité concernant l'acier.

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.

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Caractéristiques de la structure	01
I.4. Etats limites	02
I.5. Caractéristique des matériaux	03
I.6. Action et sollicitations	07
I.7. Règlements et normes utilisés	09

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	10
II.2. Les planchers	10
II.3. Les escaliers	14
II.4. Les poutres	20
II.5. L'acrotère	21
II.6. Les voiles	22
II.7. Les poteaux	23
II. 8. Evaluations des charges et des surcharges	24
II. 9. Vérifications à faire	29
II.10. Conclusion	38

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	39
III.2. Calcul des plancher	39
III.3. Calcul de l'acrotère	67
III.4. L'ascenseur	71
III.5. Etude des escaliers	80
III.6. Etude de la poutre palière	93
III.7. Etude de la poutre de chinage	101
III.8. Conclusion	105

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1. Introduction	106
IV.2. Méthode de calcul	106
IV.3. Méthode choisit	106
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant a la base)	106
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale	109
IV.6. Conclusion	117

Chapitre V Etude des éléments principaux

V.1 Introduction.....	119
V.2 Etude des poteaux.....	119
V.3 Etude des poutres.....	128
V.4 Etude des voiles.....	138
V.5 Conclusion.....	148

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	149
VI.2 Etude des fondations.....	149
VI.3 Ferrailage du radier.....	155
VI.4 Ferrailage du débord.....	158
VI.5 Ferrailage des nervures.....	159
VI.6 Voile périphérique.....	165
VI.7 Conclusion.....	170

Conclusion générale

Bibliographie.

Annexes.

Les plans

Liste Des Figures

Figure. II.1	Illustration en 3D d'un plancher	10
Figure. II.2	Plancher à corps creux	11
Figure. II.3	Coupe transversale d'une poutrelle	11
Figure. II.4	la disposition des poutrelles adoptées	12
Figure. II.5	Dalle sur 2 appuis	13
Figure. II.6	Dalle sur 3 appuis.....	13
Figure. II.7	Dalle sur 4 appuis	13
Figure. II.8	Schéma d'un escalier	14
Figure. II.9	Schéma statique de l'escalier des étages courant	15
Figure. II.10	Vu en plans de l'escalier des étages courant	15
Figure. II.11	Vu en plans de l'escalier de l'entresol.....	17
Figure. II.12	Schéma statique de l'escalier de l'entresol	17
Figure. II.13	Vu en plans de l'escalier de RDC.....	18
Figure. II.14	Schéma statique de l'escalier de RDC.....	18
Figure. II.15	Dimension de l'acrotère	22
Figure. II.16	Coupe verticale d'un voile	22
Figure. II.17	Surface afférente de poteau (A).....	28
Figure. II.18	Schéma statique de la décente de charge	30
Figure. II.19	Surface afférente de poteau (B) au niveau terrasse inaccessible.....	32
Figure. II.20	Surface afférente de poteau (B) au niveau d'étage courant.....	32
Figure. II.21	Surface afférente de poteau (B) au niveau de RDC.....	33
Figure. II.22	Surface afférente de poteau (B) au niveau de ES.....	33
Figure.III.1	Schéma d'une Poutrelle	39
Figure.III.2	Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	40
Figure.III.3	Moments sur une poutre à deux travées	40
Figure.III.4	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	41
Figure.III.5	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	41
Figure.III.6	Les différents types de poutrelles.....	41
Figure.III.7	Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)	42
Figure.III.8	Schéma statique de la poutrelle	47
Figure.III.9	Dalle sur 3 appuis	58
Figure.III.10	Section de la dalle pleine à ferrailier	58
Figure.III.11	Dalle sur 2 appuis	62
Figure.III.12	Dalle sur 4 appuis	65
Figure.III.13	Vue en plan d'un acrotère.....	67
Figure.III.14	Schéma des sollicitations dans l'acrotère	68
Figure.III.15	Schéma représentant la surface d'impact.	75
Figure.III.16	Schéma de l'escalier (type 1)	80
Figure III.17	Schéma statique de l'escalier d'étage ELU.....	80
Figure III.18	Schéma statique de l'escalier d'étage ELS.....	81
Figure.III.19	Schéma de la volée d'entre-sol.....	86
Figure.III.20	Schéma statique de la volée d'entre-sol	88
Figure.III.21	Schéma de l'escalier de RDC.....	90
Figure.III.22	Schéma statique de la volée.....	91
Figure.III.23	Schéma statique de la poutre palière.....	93
Figure.III.24	Les moments de torsion sur la poutre palière	96

Liste Des Figures

Figure.III.25	Schéma statique de la poutre de chinage.....	101
Figure. IV.1	Schéma de dispositions des voiles.....	110
Figure. IV.2	1 ^{ère} mode (translation suivant y-y).....	111
Figure. IV.3	2 ^{ère} mode (translation suivant x-x).....	111
Figure. IV.4	3 ^{ème} (torsion au tour de z-z).....	112
Figure. V.1	Zone nodale.....	120
Figure. V.2	Section réduite du béton.....	125
Figure. V.3	Section d'un poteau.....	126
Figure. V.4	Les moments dans la zone nodale	135
Figure. V.5	Schéma d'un voile pleine	136
Figure. VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	150
Figure.VI.2	Semelle filante	151
Figure.VI.3	Zone de contact poteau- radier.....	152
Figure.VI.4	Dalle sur quatre appuis.....	155
Figure.VI.5	Schéma statique du débord.....	158
Figure.VI.6	Schéma de rupture des dalles de radier.....	160
Figure.VI.7	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	161
Figure.VI.8	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	162
Figure.VI.9	Section à ferrailer	163
Figure.VI.10	Schéma du mur périphérique	165
Figure.VI.11	Diagramme des contraintes	166
Figure.VI.12	Schéma du voile périphérique avec détail de drainage.....	169

Liste des tableaux

Tableau. II.1	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	24
Tableau. II.2	Evaluation des charges du plancher étage courant	24
Tableau. II.3	Evaluation des charges du plancher (local machine)	25
Tableau. II.4	Evaluation des charges du balcon	25
Tableau. II.5	Evaluation des charges du balcon de terrasse inaccessible.	26
Tableau. II.6	Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	27
Tableau. II.7	Evaluation des charges dans les murs intérieurs.	27
Tableau. II.8	Evaluation des charges du palier	27
Tableau. II.9	Evaluation des charges de la volée 1	28
Tableau. II.10	Evaluation des charges de la volée 2	28
Tableau. II.11	Poids propre des poteaux	29
Tableau. II.12	Descente charge pour le poteau (A)	31
Tableau. II.13	Descente charge pour le poteau (B)	33
Tableau. II.14	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (B)	35
Tableau. II.15	Vérification au flambement des poteaux.....	37
Tableau. II.16	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (B).	37
Tableau. III.1	Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles	42
Tableau. III.2	Chargements sur les poutrelles	43
Tableau. III.3	Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher terrasse inaccessible.....	44
Tableau. III.4	Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher terrasse inaccessible	45
Tableau. III.5	Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher d'étage courant.....	45
Tableau. III.6	Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher d'étage courant	45
Tableau. III.7	Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher d'étage courant	46
Tableau. III.8	Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers	46
Tableau. III.9	Evaluation de la flèche du plancher d'étage.....	54
Tableau. III.10	Ferraillage des différents types de poutrelles	55
Tableau. III.11	Vérification au cisaillement.....	55
Tableau. III.12	Vérification des états limites de compression du béton.....	56
Tableau. III.13	Evaluation de la flèche du plancher de terrasse	56
Tableau. III.14	Vérification des états limites de déformation.....	56
Tableau. III.15	Ferraillage de dalles sur 3 appui de la terrasse inaccessible	59
Tableau. III.16	Vérification des états limites de compression du béton.....	60
Tableau. III.17	Vérification des états limites d'ouverture des fissures.....	60
Tableau. III.18	Calcul de section d'acier à l'ELS	61
Tableau. III.19	Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x.....	61
Tableau. III.20	Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon y-y	62
Tableau. III.21	Calcul des sollicitations selon le sens x-x.....	65
Tableau. III.22	Calcul des ferraillements selon le sens x-x.....	65
Tableau. III.23	Vérification nécessaire selon le sens x-x.....	66
Tableau. III.24	Calcul des sollicitations selon le sens y-y.....	66
Tableau. III.25	Calcul des ferraillements selon le sens y-y	66
Tableau. III.26	Vérifications nécessaires selon le sens y-y.....	66
Tableau. III.27	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	68
Tableau. III.28	Calcul des ferraillements selon les deux sens.....	73
Tableau. III.29	Vérifications des états limites de compression du béton.....	74
Tableau. III.30	Calcul des ferraillements selon les deux sens.....	77

Liste des tableaux

Tableau. III.31	Vérifications des états limites de compression du béton.....	79
Tableau. III.32	Vérification de contrainte de béton en travée	83
Tableau. III.33	Vérification de contrainte de béton en appuis.....	84
Tableau. III.34	Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	85
Tableau. III.35	Résultats des ferraillements des volées des étages courants	88
Tableau. III.36	Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	90
Tableau. III.37	Ferraillage de la volée des étages.....	92
Tableau. III.38	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	92
Tableau. III.39	Evaluation de la flèche.....	93
Tableau. III.40	ferraillage de la poutre palière à l'ELU.....	95
Tableau. III.41	Les sollicitations en flexion.....	98
Tableau. III.42	Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple	97
Tableau. III.43	Ferraillage de la poutre palière à la torsion	97
Tableau. III.44	Ferraillage final de la poutre palière	100
Tableau. III.45	Vérification de la compression dans la poutre palière	100
Tableau. III.46	Ferraillage de la poutre de chaînage.....	103
Tableau. III.47	Vérification des contraintes.....	104
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités P_q	108
Tableau. IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.	112
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales	113
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	114
Tableau. IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	115
Tableau. IV.6	Vérification des déplacements.	115
Tableau. IV.7	Vérification à l'effet $P-\Delta$	116
Tableau. IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	117
Tableau. IV.9	Dimensions finales des éléments structuraux.....	118
Tableau. V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	120
Tableau. V.2	Les sollicitations dans les poteaux	122
Tableau. V.3	Armatures longitudinale dans les poteaux	123
Tableau. V.4	Armatures transversales adoptées pour les poteaux	124
Tableau. V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	126
Tableau. V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	126

Liste des tableaux

Tableau. V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	127
Tableau. V.8	Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003	129
Tableau. V.9	Sollicitations les plus défavorables dans les poutres	129
Tableau. V.10	Armatures longitudinales dans les poutres.	131
Tableau. V.11	Vérification de l'effort tranchant.	133
Tableau. V.12	Vérification au cisaillement.	133
Tableau. V.13	Vérification de l'état limite de compression du béton.	134
Tableau. V.14	Moments résistants dans les poteaux	136
Tableau. V.15	Moments résistants dans les poutres principales.....	136
Tableau. V.16	Moments résistants dans les poutres secondaires.....	137
Tableau. V.17	Vérification des moments résistants	137
Tableau. V.18	Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} et V_{x2}	141
Tableau. V.19	Sollicitations maximales dans le voile V_{x3} et V_{x4}	141
Tableau. V.20	Sollicitations maximales dans le voile V_{x5} et V_{x6}	141
Tableau. V.21	Sollicitations maximales dans le voile V_{x7}	142
Tableau. V.22	Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} et V_{y2}	142
Tableau. V.23	Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} et V_{y4}	142
Tableau. V.24	Sollicitations maximales dans le voile V_{y2}	143
Tableau. V.25	Ferraillage du voile V_{x1} et V_{x2}	144
Tableau. V.26	Ferraillage du voile V_{x3} et V_{x4}	145
Tableau. V.27	Ferraillage du voile V_{x5} et V_{x6}	146
Tableau. V.28	Ferraillage du voile V_{x7}	146
Tableau. V.29	Ferraillage du voile V_{y1} et V_{y2}	147
Tableau. V.30	Ferraillage du voile V_{y3} et V_{y4}	148
Tableau. VI.1	Effort normal provenant du poteau.....	151
Tableau. VI.2	Ferraillage du radier	157
Tableau. VI.3	Vérifications des contraintes du béton et l'acier	157
Tableau. VI.4	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	157
Tableau. VI.5	Section d'armateur du débord.....	158
Tableau. VI.6	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	158
Tableau. VI.7	Section d'armateur du débord à l'ELS.....	158
Tableau. VI.8	Sollicitations de la nervure dans le sens x à ELU	161
Tableau. VI.9	Sollicitations de la nervure dans le sens x à ELS.....	161

Liste des tableaux

Tableau. VI.10	Sollicitations de la nervure dans le sens y à ELU	162
Tableau. VI.11	Sollicitations de la nervure dans le sens y à ELS.....	162
Tableau. VI.12	Résumé des résultats du ferrailage des nervures	163
Tableau. VI.13	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	164
Tableau. VI.14	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	164
Tableau. VI.15	Ferrailage du voile périphérique	167
Tableau. VI.16	Vérification des contraintes dans le voile périphérique.	169
Tableau. VI.17	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	169

Introduction

II.1. Introduction :

Pour assurer une bonne transmission de différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...). C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

II.2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93.

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

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

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.



Figure II. 1. Illustration en 3D d'un plancher.

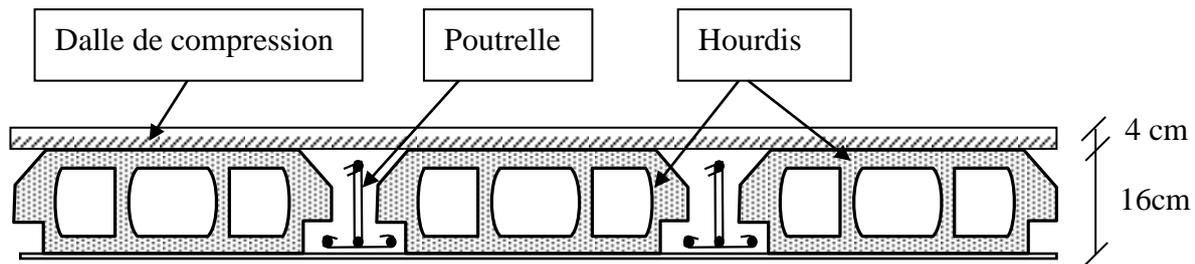


Figure II.2 : Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles est basé sur les critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

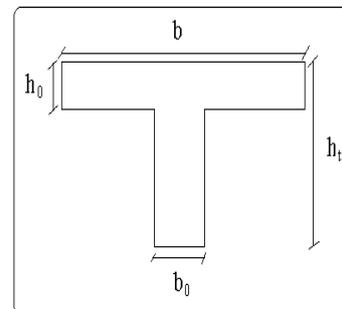


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

l_x : Distance entre nus de poutrelles. $l_x = l_0 - b_0$; $l_x = 65 - 10 = 55cm$

l_y : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ; $l_y = 430-30=400cm$

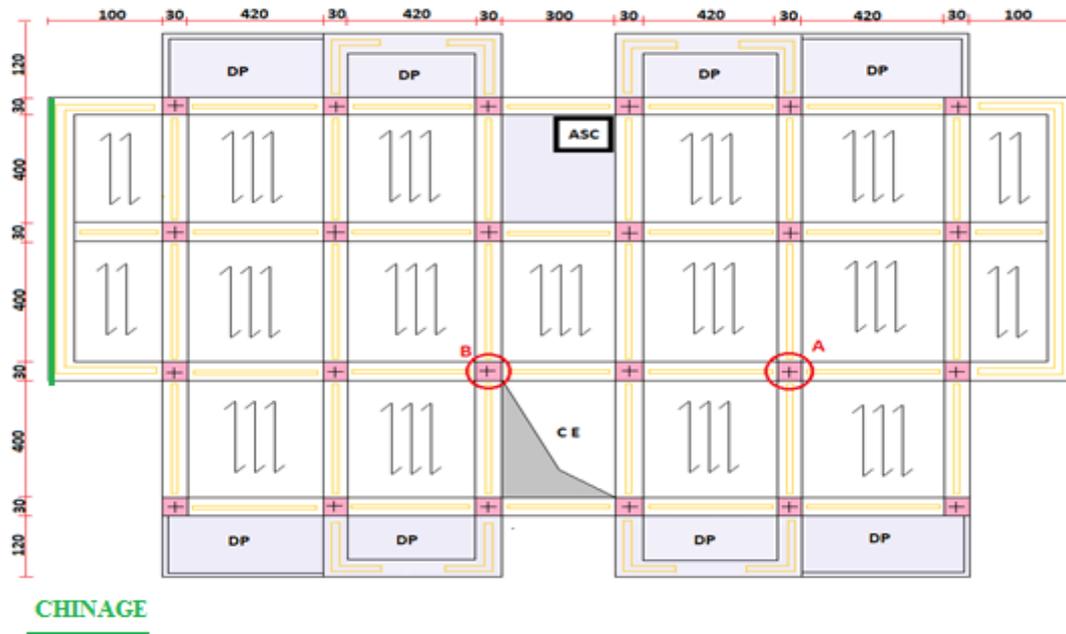
b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12cm)$; Soit : $b_0 = 10cm$

b : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique; $b = 65cm$.

$h_0 = 4cm$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20cm$ hauteur totale de la poutrelle

Sur la figure suivante (II.4) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées.



II.2.2. Dalle pleine :

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ; Avec : e = épaisseur de la dalle

b. Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

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

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

❖ **Dalle sur 2 appuis (balcon)**

On a : $L_x = 1,20m$; $L_y = 4,50m$

$$\rho = 0,26 \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3,43cm \leq e \leq 4cm$$

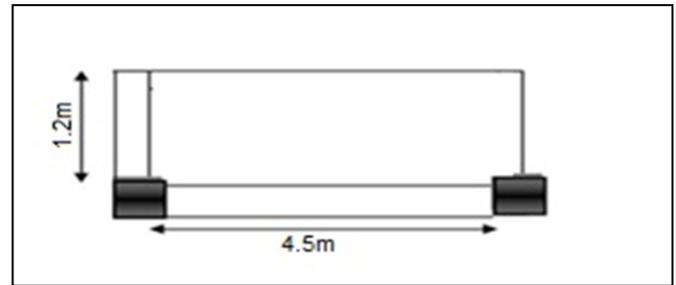


Figure II.5 Dalle sur 2 appuis

❖ **Dalle sur 3 appuis**

On a : $L_x = 1,20m$; $L_y = 4,20m$

$$\rho = 0,29 \leq 0,4 \Rightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2,67 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

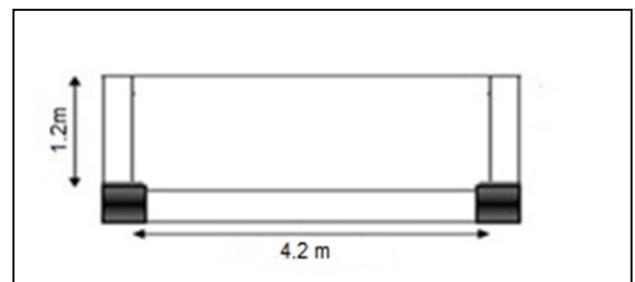


Figure II.6 Dalle sur 3appuis

* **Dalle sur 4 appuis (DALLE D'ASCENSEUR)**

On a : $L_x = 3,0m$; $L_y = 4m$

$$\rho = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \Rightarrow 6.67cm \leq e \leq 7,5cm$$

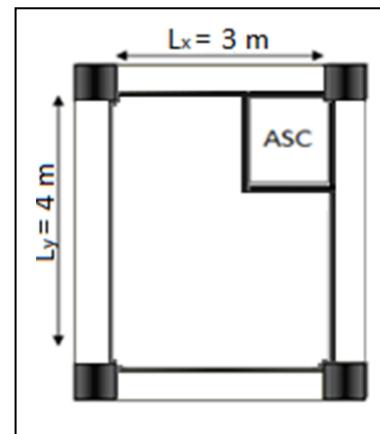


Figure II.7 Dalle sur 4 appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles $e = 12cm$.

II.3. Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncident avec notre projet :

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

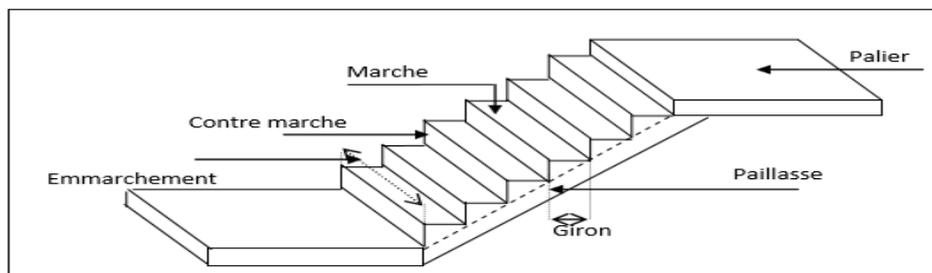


Figure II. 8 Schéma d'un escalier

II.3.1 Pré dimensionnement des escaliers

II.3.1.1 Escalier d'étage courant :

Type 1 :

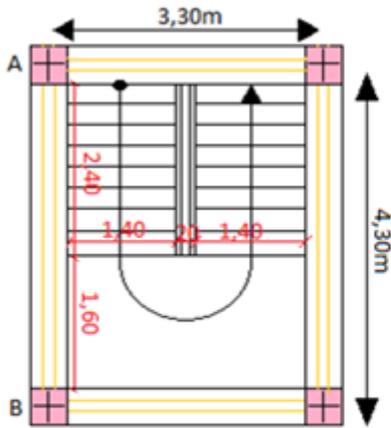


Figure II.10. Vu en plans escalier des étages courant.

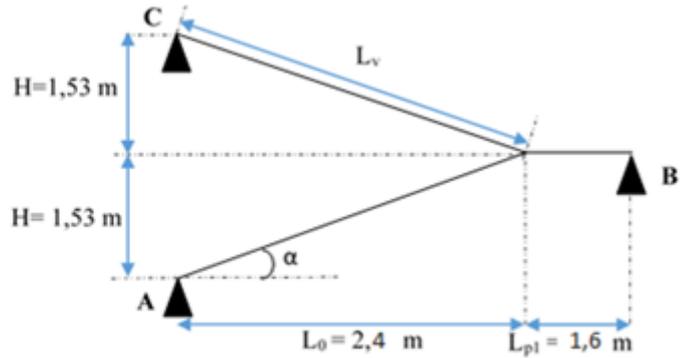


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier des étages

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale de l'escalier

L_0 : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée

L_v : la longueur de la volée

Calcul de nombre de marche et de contremarche

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

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

$$L_0 / (n-1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

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

n: c'est la solution de l'équation

On a $H=1.53\text{m}$, $L_0=2.4\text{m}$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2 H = 0 \Leftrightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ n-1=8 \end{array} \right.$$

D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Inclinaison de la paille

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2,4^2 + 1,53^2)^{1/2} = 2,85 \text{ m}$$

Épaisseur de la paille

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_v + L_p$ avec $L_v = 2,85 \text{ m}$; $L_p = 1,6 \text{ m}$

D'où: $L = 4,45 \text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 14,83 \text{ cm} \leq e \leq 22,25 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de Coup feu $e > 11 \text{ cm}$

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

II.3.1.2 Escalier de l'entresol :
Type 2

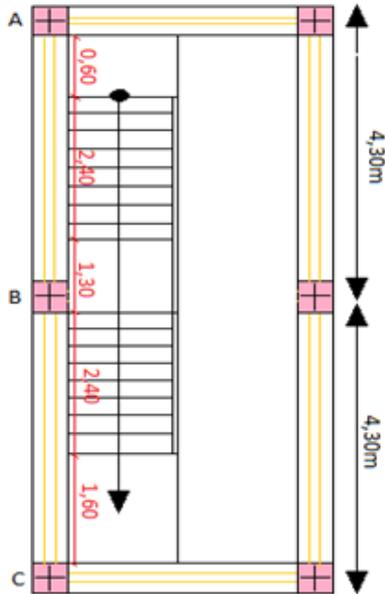


Figure II.11. Vu en plans de l'escalier de l'entresol

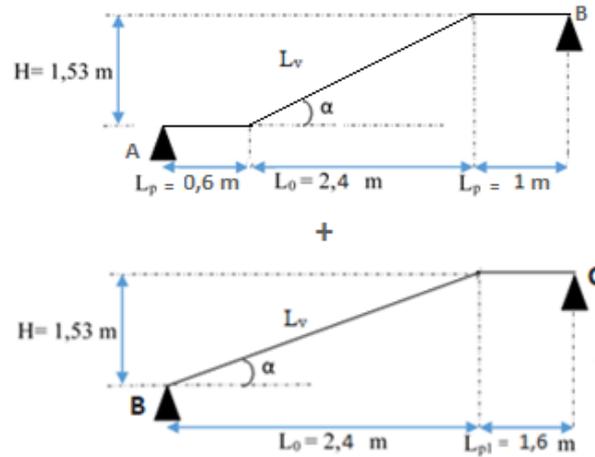


Figure (II -12). Schémas statiques

• Partie [A-B]

Calcul de nombre de marche et de contremarche

On a $H=1.53\text{m}$, $L_0=2.4\text{m}$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \Leftrightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ n-1=8 \end{array} \right.$$

D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm}. \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30\text{ cm} \end{array} \right.$$

Inclinaison de la pailasse

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

• Calcul de la longueur de la pailasse

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2.4^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.85\text{m}$$

Épaisseur de la paillasse

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

$L=L_v+L_{p1}+L_{p2}$ avec $L_v = 2.85m$; $L_{p1} = 0.6m$ $L_{p2} = 1m$

D’ou: $L = 4.45m$.

$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 14,83 \text{ cm} \leq e \leq 22,25 \text{ cm}$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

On prend : **e=15 cm**

Remarque: la partie [B-C] est déjà étudiée dans le type1

II.3.1.3 Escalier de(RDC)

Type 3 :

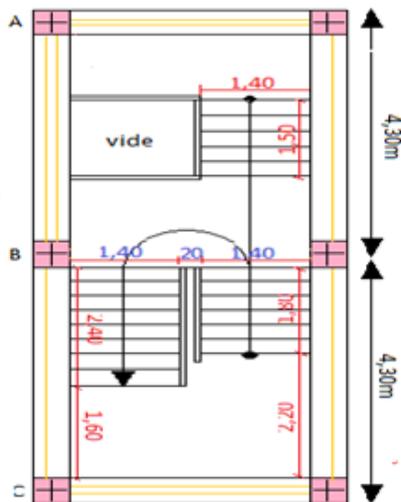


Figure II. 13. Vu en plans de l'escalier du RDC

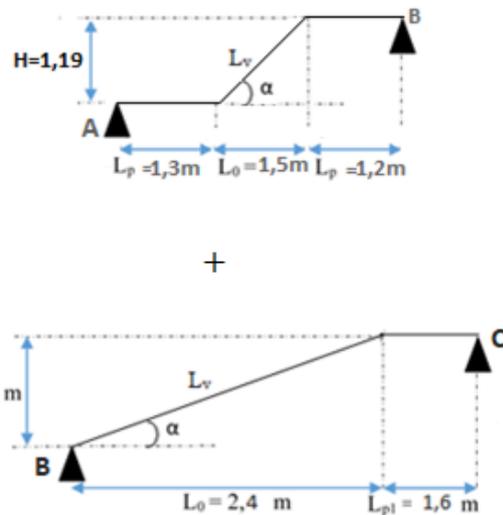


Figure (II-14). Schéma statique.

- **Partie [A-B]**

Calcul de nombre de marche et de contremarche

On a $H=1.19m$, $L_0=1.5m$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H=0 \Leftrightarrow 64n^2 - 452n + 238=0$$

Après la résolution, on trouve $\left\{ \begin{array}{l} n=6 \\ n-1=5 \end{array} \right.$

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 19 \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Inclinaison de la paille**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/150) \Rightarrow \alpha = 38,43^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,5^2 + 1,19^2)^{1/2} = 1,91 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

$$L = L_v + L_{p1} + L_{p2} \quad \text{avec } L_v = 1,91 \text{ m}; \quad L_{p1} = 1,3 \text{ m} \quad L_{p2} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } L = 4,41 \text{ m.}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 14,7 \text{ cm} \leq e \leq 22,05 \text{ cm}$$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11 \text{ cm}$

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

Remarque: la Partie [B-C] est déjà étudiée dans le type 1

- **la Partie [C-B]**

Calcul de nombre de marche et de contremarche

On a $H = 1,19 \text{ m}$, $L_0 = 1,8 \text{ m}$.

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Leftrightarrow 64n^2 - 482n + 238 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$\begin{cases} n = 7 \\ n - 1 = 6 \end{cases}$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Inclinaison de la pailleasse**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(119/180) \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la pailleasse**

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1,8^2 + 1,19^2)^{1/2} = 2,16\text{m}$$

Épaisseur de la pailleasse

Elle est calculée par la relation suivante: $L/30 \leq e \leq L/20$

$$L = L_v + L_p \quad \text{avec} \quad L_v = 2,16\text{m}; \quad L_p = 2,2\text{m}$$

D'où: $L = 4,36\text{ m}$.

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 14,53\text{ cm} \leq e \leq 21,8\text{ cm}$$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

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

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments dans la longueur L est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en Té ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principales est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

II.4.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30)\text{cm}^2$

$$\underline{AN}: \quad L_{\max} = 430 - 30 = 400\text{cm}$$

$$\Rightarrow 26,67\text{cm} \leq h \leq 40\text{ cm}$$

On prend : **$h = 35\text{cm}$. $b = 30\text{cm}$.**

- **Vérifications**

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

- $b \geq 20\text{cm}$; on a $b = 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$; on a $h = 35\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $35/30 = 1,17 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

AN :

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420\text{cm}$$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

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

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$; on a $b = 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$; on a $h = 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $30/30 = 1 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.5. 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 mentionnées sur les plans d'architecture à savoir : sa hauteur $H = 60\text{cm}$.

$$S = 0.1 \times 0.6 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685\text{m}^2.$$

Evaluation des charges de l'acrotère

- **Charge Permanente**
 - Poids propre

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 1.713 \text{KN/ml}$$
 - Enduit de ciment
 - Enduit extérieur : (e=1.5cm)

$$G_1 = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_1 = 0.18 \text{KN/ml.}$$
 - Enduit intérieur : (e=2cm)

$$G_2 = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_2 = 0.24 \text{KN/ml.}$$

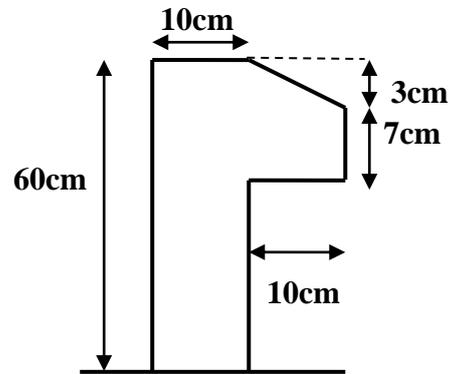


Figure (II-15). Dimension de l'acrotère

$G_T = 2.13 \text{KN/ml.}$

- **La surcharge d'exploitation**

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

II.6. Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple.
- $e \geq 15 \text{cm}$

Donc ; $e \geq \max (h_e/20; 15 \text{cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;

e : l'épaisseur de voile

On a:

➤ $h_e = 306 - 20 = 286 \text{cm}$ pour les étages courant.

$e \geq \max(14,3 \text{cm} ; 15 \text{cm}) \Rightarrow e = 15 \text{cm}$

➤ $h_e = 425 - 20 = 405 \text{cm}$ pour RDC.

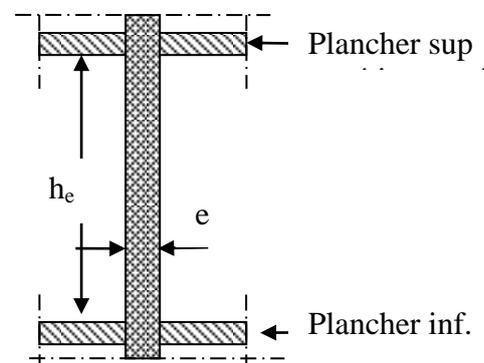


Figure. II.16 Coupe verticale d'un voile

$$e \geq \max(20,25\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 20\text{cm}$ dans RDC.

$e = 15\text{cm}$ dans les étages courants et entre-sol.

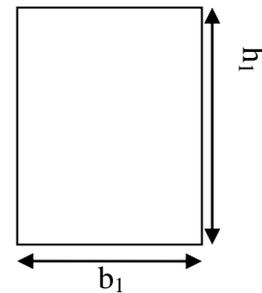
II.7. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges du poteau le plus chargé. Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Condition RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,86\text{m}$ étages courant et entre-sol.

$h_e = 4,05\text{m}$ Pour RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ❖ Entre-sol 1 et 2 est de section (50×50) cm^2 .
- ❖ Le RDC et 1^{er} étages est de section (45×45) cm^2 .
- ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section (40×40) cm^2 .
- ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section (35×35) cm^2 .
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section (30×30) cm^2 .

II.8. Evaluation des charges et des surcharges

- Plancher à corps creux

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Illustration 3D				
N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	20	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.10	2.20
4	Corps creux	/	0.2	2.85
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	10	0.02	0.2
Charge permanent G				6.18
Q étage inaccessible				1

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant

Illustration 3D				
N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.40
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.2	2.85
5	Cloisons	/	/	1.00
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.20
Charge permanent G				5.21
Q étages courant				1.5

Plancher en dalle plein

- Evaluation des charges du plancher (local machine)

Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher (local machine).

Illustration 3D				
N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.40
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.12	3.00
5	Enduit de ciment	10	0.02	0.20
6	Cloison	/	/	1.00
Charge permanent G				5.36
Q local machine				1.5

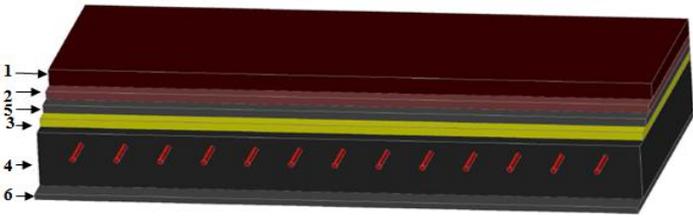
- **Balcons**

Tableau II.4 Evaluation des charges du balcon

Illustration 3D				
N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.12	3.00
2	carrelage	20	0.02	0.40
3	Mortier de pose	20	0.02	0.40
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				4.43
Q balcon				3.5

○ Balcons de terrasse inaccessible

Tableau II.5 Evaluation des charges du balcon de terrasse inaccessible.

Illustration 3D				
				
N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de ponté	22	0.10	2.20
4	Dalle pleine	25	0.12	3.00
5	Isolation thermiques	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.40
Q étage inaccessible				1

Murs extérieurs double parois en brique creuses

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

N°	Couche	Densité (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Illustration 3D
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
2	Brique creuse	9	0.15	1.35	
3	Brique creuse	9	0.10	0.90	
4	Enduit de ciment	10	0.02	0.20	
Charge permanent G				2.72	

○ Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse

Tableau II.7 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			G = 1,30

○ Escaliers

➤ Palier

Tableau II.8 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,15	3.75
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G			G =5,18
Charge d'exploitation Q			Q = 2,5

➤ Volée 1.

Tableau II.9 Evaluation des charges de la volée 1

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	20	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	20	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	20	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	22	0,17(1/2)	1,87
Paillasse	25	0,15/(cos(α))	4,45
Enduit de ciment	18	0,015/(cos(α))	0,32
Charge permanente G			G =7,9
Charge d'exploitation Q			Q =2,5

➤ Volée 2

Tableau II.10 Evaluation des charges de la volée 2

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	20	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	20	0,02(19/30)	0,25
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	20	0,02(19/30)	0,25
Marche (avec un béton 22 KN/m ³)	22	0,19(1/2)	2,09
Paillasse	25	0,15/(cos(α))	4.79
Enduit de ciment	18	0,015/(cos(α))	0,34
Charge permanente totale			G =8,52
Charge d'exploitation Q			Q =2,5

Descente de charge pour le poteau (A) :

- Poutres principale (30×35).
- Poutres secondaires (30×30).
- Surface afférente(G) :
- $S_{\text{afférente G}} = S1+S2+S3+S4$

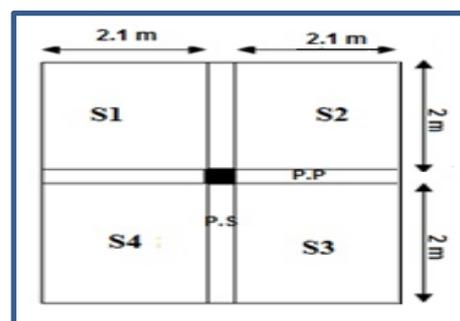


Figure II.17 Surface afférente de poteau (A)

$$S_{G_{\text{afférente}}} = 16.8 \text{ m}^2$$

- Surface afférente(Q) :

$$S_{Q_{\text{afférente}}} = S_{G_{\text{afférente}}} + S_{L_{pp}} + S_{L_{ps}}$$

$$S_{\text{afférente Q}} = 19.26 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre des poteaux**

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

Avec

h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$)

Tableau II.11 Poids propre des poteaux

Etage	Entre-sol 1+2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
Surface (m ²)	0,25	0,20	0,20	0,16	0,12	0,09
Hauteur d'étage h	3,06	4,25	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	19,13	21,25	15,3	12,24	9,18	6,89

➤ **Poids des planchers :**

Plancher Terrasse inaccessible :

$$G = 6.18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 16.8 \times 6.18 = 103.82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 19.26 \times 1 = 19.26 \text{ KN}$$

Plancher l'étage courant :

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 16.8 \times 5.21 = 87.53 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 19.26 \times 1.5 = 28.89 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

$$L_{pp} = 4.2 \text{ m}; L_{ps} = 4 \text{ m}$$

$$G_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 4.2 \times (0.3 \times 0.35) \times 25 = 11.025 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 4 \times (0.3 \times 0.30) \times 25 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 11.025 + 9 = 20.025 \text{ KN}$$

❖ Application de la loi de dégression

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 toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n \geq 5$: $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

$N = Q \times S_{\text{afférente}}$

- N0 : Q_0
- N1 : $Q_0 + Q_1$
- N2 : $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$
- N3 : $Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- N4 : $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- N5 : $Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- N6 : $Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- N7 : $Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- N8 : $Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- N9 : $Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

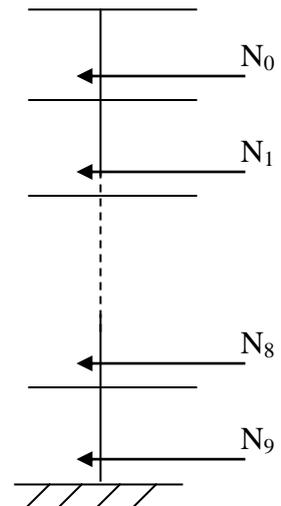


Figure II.18 : Schéma statique de la décente de charge

➤ Descente charge pour le poteau (A)

Tableau II.12 Descente charge pour le poteau (A)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	Plancher	103.82	19.26
	Poutres	20.025	
	Poteaux	6.89	
la SOMME		130.74	19.26
N1	venant de N0	130.74	48.15
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	6.89	
la SOMME		245.19	48.15
N2	venant de N1	245.19	74.15
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	9.18	
la SOMME		361.93	74.15
N3	venant de N2	361.93	97.263
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	9.18	
la SOMME		478.67	97.263
N4	venant de N3	478.67	117.486
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	12.24	
la SOMME		598.47	117.486
N5	venant de N4	598.47	134.82
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	12.24	
la SOMME		718.27	134.82
N6	venant de N5	718.27	149.265
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	15.3	
la SOMME		841.13	149.265
N7	venant de N6	841.13	163.713
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	

	Poteaux	15.3	
la SOMME		963.99	163.713
N8	venant de N7	963.99	178.155
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	21,25	
la SOMME		1092.8	178.155
N9	venant de N8	1092.8	192.582
	Plancher	87.53	
	Poutres	20.025	
	Poteaux	19.13	
la SOMME		1219.5	192.582
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1935.198 \text{ KN}$			

II.10.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (B)

Calcul des surfaces afférentes :

• Terrasse inaccessible

- Surface afférente(G) : $S_{\text{afférente G}} = S_{\text{corps creux}}$

- $S_{\text{corps creux}} = 14.4 \text{ m}^2$

Surface afférente(Q) :

- $S_{\text{Q afférente}} = S_{\text{afférente G}} + S_{Lpp} + S_{Lps}$

$S_{\text{afférente Q}} = 16.68 \text{ m}^2$

$G_{\text{terrasse inaccessible}} = 88.99 \text{ KN}$

$Q = Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{afférente}} = 1,0 \times 16.68 \Rightarrow Q = 16.68 \text{ Kl}$

• Plancher l'étage courant

$G = G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} + G_{\text{étage courant}} \times S_{\text{corps creux}} + G_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$

$\Rightarrow 7.9 \times 2.8 + 5,21 \times 11.4 + 2.72 \times 8.832$

$\Rightarrow G = 105.537 \text{ KN}$

$Q = Q_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} + Q_{\text{étage courant}} \times S_{\text{corps creux}} + Q_{\text{mur}} \times S_{\text{mur}}$

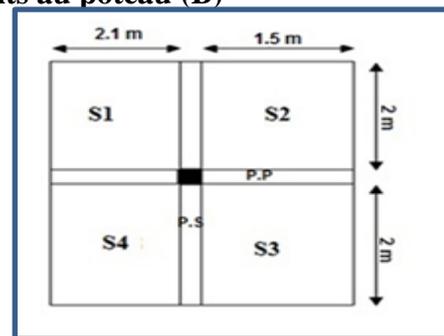


Figure II.19 Surface afférente de poteau (B) au niveau terrasse inaccessible

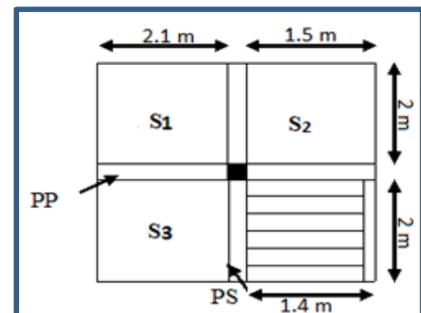


Figure II.20 Surface afférente de poteau (B) au niveau d'étage courant

$\Rightarrow Q = 25.42 \text{ KN}$

• **Plancher RDC**

$S_{\text{corps creux}} = S_1 + S_3 = 8.4 \text{ m}^2$

$S_{\text{pallier}} = 1.3 \times 1.5 = 1.95 \text{ m}^2$

$S_{\text{volée}} = 2 \times 1.4 = 2.8 \text{ m}^2$

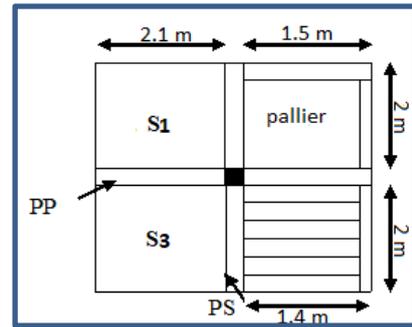


Figure II.21 Surface afférente de poteau (B) au niveau de RDC

$G_{\text{RDC}} = 75.985 \text{ KN}$

$Q_{\text{RDC}} = 25.55 \text{ KN}$

• **Plancher Entre-sol**

$G = 84.196 \text{ KN}$

$Q = 27.68 \text{ KN}$

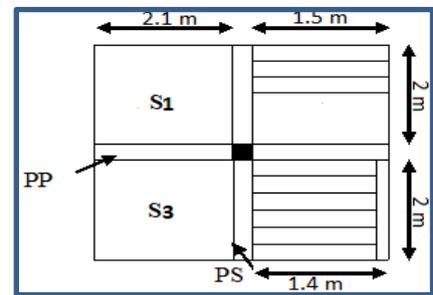


Figure II.22 Surface afférente de poteau (B) au niveau de ES

➤ **Poids des poutres**

➤ Pour tous les étages

$L_{\text{PP}} = 3.6 \text{ m}$

$L_{\text{PS}} = 4 \text{ m}$

$G_{\text{PP}} = 3.6 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 9.45 \text{ KN}$

$G_{\text{PS}} = 4 \times 25 \times 0.3 \times 0.3 = 9 \text{ KN} \Rightarrow G_t = G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} = 18.45 \text{ KN}$

➤ **Descente charge pour le poteau (B)**

Tableau II.13 Descente charge pour le poteau (B)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N0	plancher	88.99	16.68
	poutres	18.45	
	poteaux	6.89	
La somme		114.33	16.68
N1	venant de 0	114.33	42.1
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	

	poteaux	6.89	
	La somme	245.207	42.1
N2	venant de 1	245.207	64.978
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	
	poteaux	9.18	
	La somme	378.374	64.978
N3	venant de 2	378.374	85.314
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	
	poteaux	9.18	
	La somme	511.541	85.314
N4	venant de 3	511.541	103.108
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	
	poteaux	12.24	
	La somme	647.768	103.108
N5	venant de 4	647.768	118.36
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	
	poteaux	12.24	
	La somme	783.995	118.36
N6	venant de 5	783.995	131.07
	plancher	105.537	
	poutres	18.45	
	poteaux	15.3	
	La somme	923.282	131.07
N7	venant de 6	923.282	143.86
	plancher	75.985	
	poutres	18.45	
	poteaux	21.25	
	La somme	1038.967	143.86
N8	venant de 7	1038.967	158.13
	plancher	84.196	
	poutres	18.45	
	poteaux	19.13	
	La somme	1160.743	158.13
N9	venant de 8	1160.743	172.3
	plancher	84.196	
	poutres	18.6	
	poteaux	19.13	

La somme	1282.519	172.3
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1989.85 \text{ KN}$		

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (B) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1989.85 \text{ KN}$$

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 2188.84 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2188.84}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.154 \text{ m}^2$$

A la base (sous-sol) $B = 0.50 * 0.50 = 0.25 \text{ m}^2 > 0,154 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.14 Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (B)

Etage	Poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)	Nu*(KN)	condition $B > B_{calculé}$		Observation
				B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
7	114.33	16.68	197.3	0,09	0.0138	Vérifiée
6	245.207	42.1	433.59	0,09	0.031	Vérifiée
5	378.374	64.978	669.09	0,1225	0.047	Vérifiée
4	511.541	85.314	900.41	0,1225	0.063	Vérifiée
3	647.768	103.108	1132.06	0,16	0.079	Vérifiée
2	783.995	118.36	1359.53	0,16	0.096	Vérifiée

<i>I</i>	923.282	131.07	1587.34	0,2025	0.112	Vérifiée
<i>RDC</i>	1038.967	143.86	1780.23	0,2025	0.125	Vérifiée
<i>entre S2</i>	1160.743	158.13	1984.62	0,25	0.139	Vérifiée
<i>entre S1</i>	1282.519	172.3	2188.84	0,25	0.154	Vérifiée

On remarque que la condition $B > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec:

Br: section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement (λ).

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

Exemple de calcul

Vérification du poteau de RDC (le plus élancé)

On a : $L_0 = 4.25 - 0,35 = 3,9 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.73 \text{ m}$

$i = \sqrt{\frac{0,45^2}{12}} = 0,129 \text{ m}$

Ce qui donne : $\lambda = 2,73/0,129 = 21,162 < 50$

donc :
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,792$$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{Nu^*}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,185 \text{ m}^2 > 0,0957 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

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

Ce tableau suivant résume les vérifications au flambement à tous les niveaux :

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					B_r	$B_{calculé}$	
7	197.3	0,086	22.058	0.787	0,0784	0.0114	Vérifiée
6	433.59	0,086	22.058	0.787	0,0784	0.0250	Vérifiée
5	669.09	0,101	18.782	0.804	0.1089	0.0378	Vérifiée
4	900.41	0,101	18.782	0.804	0.1089	0.0509	Vérifiée
3	1132.06	0,115	16.495	0.814	0.1444	0.0632	Vérifiée
2	1359.53	0,115	16.495	0.814	0.1444	0.0759	Vérifiée
1	1587.34	0,129	14.705	0.821	0,185	0.0879	Vérifiée
RDC	1780.23	0,129	21,162	0.792	0,185	0.1022	Vérifiée
ES1	1984.62	0,144	13.174	0.826	0.2304	0.1092	Vérifiée
ES2	2188.84	0,144	13.174	0.826	0.2304	0,1205	Vérifiée

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Tableau II.16 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (B).

Poteau	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	13,55	19,5	13,55	13,55	13,55	vérifiée
$0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	1	1	1	vérifiée

II.10. Conclusion :

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

➤ Plancher :

- ❖ Pour le corps creux est (16+4).
- ❖ Pour les dalles plein $e = 12\text{cm}$.

➤ Poutres :

- ❖ Poutres principales : $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

➤ Escalier + palier

- ❖ Nous avons adopté une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

➤ voiles :

- ❖ $e_p = 20 \text{ cm}$ pour le RDC + les 2 entres-sols.
- ❖ $e_p = 15 \text{ cm}$ pour les étages courant.

➤ Poteaux :

- ❖ Entre-sol 1 et 2 est de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- ❖ La RDC et 1^{er} étages est de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.1 Introduction :

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 ...).C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre.

III.2 Etude du plancher

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.2.1. Plancher à corps creux

❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL91/99 art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (poutrelle encré dans le plancher)

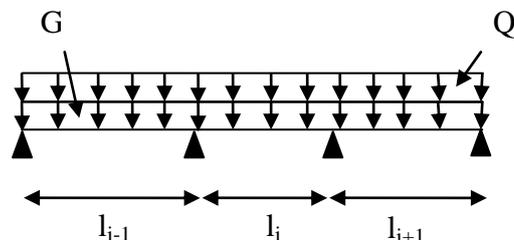


Figure III.1 Schéma d'une Poutrelle

1. Moment en appuis de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0.15M_0$, tel que

$$M_0 = \max (M^1, M^r_0),$$

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

2. Moment en appuis intermédiaires

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

3. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

$\alpha = (Q_i / (G + Q))$ degré de surcharge.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré

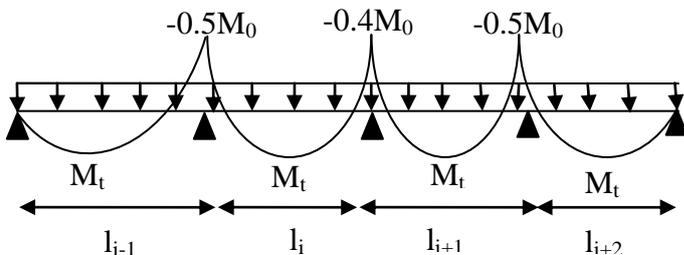


Figure III.2 Moments sur une poutre à plus de trois travées

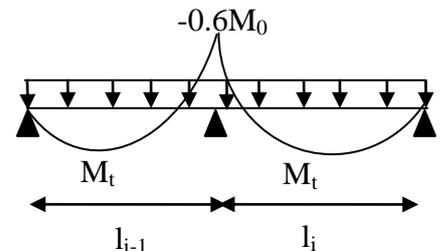


Figure III.3 Moments sur une poutre à deux travées

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

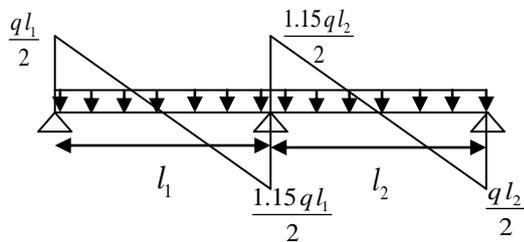


Figure III.4 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

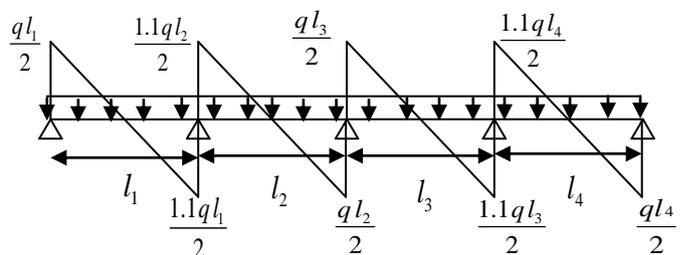


Figure III.5 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées ($Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$)) on applique la méthode de Caquot. Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

❖ **Les différents types de poutrelles**



Figure III.6 Les différents types de poutrelles.

Tableau III.1 Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Type de poutrelle	Conditions d'application	Méthode adopté
T1	Vérifier	Forfaitaire
T2	Vérifier	Forfaitaire
T3	/	RDM

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6,18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,18 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{6,398 \text{ KN/ml}}$.

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,18 + 1) \times 0,65 = \mathbf{4,667 \text{ KN/ml}}$.

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit:

Tableau III.2 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,18	1	6,398	4,667
Etage courant	5,21	1,50	6,034	4,362

A.1. Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

✓ **Etude de la poutrelle type T2 (plancher terrasse inaccessible)**

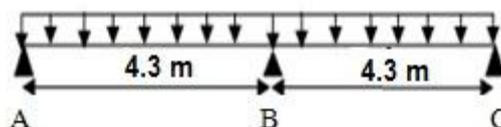


Figure III.7 Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)

➤ **Evaluation des moments**

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.3}{4.3} = 1 : \text{donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ **Moments isostatiques**

Travée A-B = B-C:

A L'ELU:

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,398 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_0^u = 14,787 \text{KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_0^s = \frac{4,667 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_0^s = 10,786 \text{KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

1) Appuis de rive

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A L'ELU:

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{6,398 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_A^u = -2,218 \text{KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,667 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,618 \text{KN.m.}$$

2) Appuis intermédiaires

A L'ELU

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 14,787 = -8,872 \text{KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 10,786 = -6,471 \text{KN.m}$$

3) Moments en travée

Travée A-B = B-C:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,18} = 0,139$$

$$1) \left\{ M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

AL'ELU

$$1) M_{t1}^u \geq 1,05 \times 14,787 - \frac{8,872}{2} = 11,08 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,139}{2} \times 14,787 = 9,18 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u = 11,08 \text{ KN.m}$$

AL'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^s = 8,0898 \text{ KN.m}$

✓ Les efforts tranchants

A L'ELU

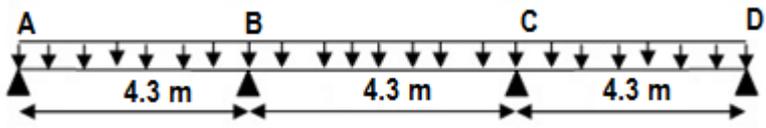
Travée A-B = B-C :

$$V_A = V_c = \frac{6,398 \times 4,3}{2} = 13,755 \text{ KN} \quad ; \quad V_B = 1,15 \times V_E = 15,82 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

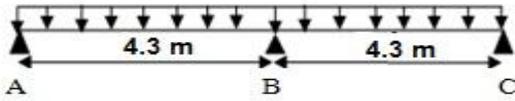
Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.3 Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher terrasse inaccessible.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,30	-2.21	-7.394	-1.62	-5.393	11.83	8.63	13.75	-15.13
Travée BC	4,30	-7.394	-7.394	-5.393	-5.393	8.132	5.932	15.13	-15.13
Travée CD	4,30	-7.394	-2.21	-5.393	-1.62	11.83	8.63	15.13	-13.75

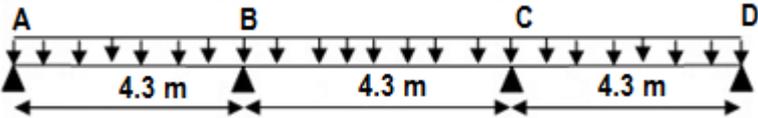
Tableau III.4 Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher terrasse inaccessible.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,30	-2.218	-8.872	-1.618	-6.471	11.08	8.089	13.756	-15.82
Travée BC	4,30	-8.872	-2.218	-6.471	-1.618	11.08	8.089	15.82	-13.755

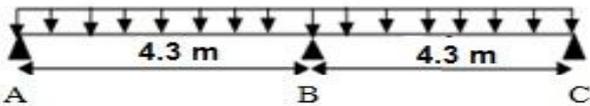
Plancher d'étage courant :

Tableau III.5 Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher d'étage courant.



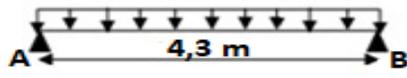
	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,30	-2.1	-6.97	-1.51	-5.04	11.392	8.24	12.97	-14.27
Travée BC	4,30	-6.97	-6.97	-5.04	-5.04	7.91	5.72	14.27	-14.27
Travée CD	4,30	-6.97	-2.1	-5.04	-1.51	11.392	8.24	14.27	-12.97

Tableau III.6 Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher d'étage courant.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,30	-2.1	-8.37	-1.51	-6.05	13.946	10.082	12.97	-14.92
Travée BC	4,30	-8.37	-2.1	-6.05	-1.51	13.946	10.082	14.92	-12.97

Tableau III.7 Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher d'étage courant.



	L (m)	M _{ui} (KN.m)	M _{ui+1} (KN.m)	M _{si} (KN.m)	M _{si+1} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	4,30	-2 .1	-2 .1	-1.51	-1.51	13.946	10.082	12.97	-12.97

➤ Sollicitations maximales dans les poutrelles

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau.III.8 Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers :

Sollicitation Maximale							
Plancher et type de poutrelle	Moment en appui de rive (KN.m)		Moment en appui intermédiaire (KN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant(KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessible	-2,22	-1,62	-8.872	-6.471	11.83	8.63	15.82
Etage courant	-2,1	-1,51	-8.37	-6,05	13.946	10.082	14.92

❖ Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles du plancher étage courant qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

$M_t = 13.946 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{inter}} = -8.37 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{rive}} = -2,1 \text{ KN.m}$

$V = 14.92 \text{ KN}; \quad L = 4,30 \text{ m.}$

ELS

$M_t = 10.082 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{inter}} = -6,05 \text{ KN.m}$

$M_a^{\text{rive}} = -1,51 \text{ KN.m}$

✓ les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

- $b=65\text{cm}$
- $b_0=10\text{cm}$
- $h=20\text{cm}$
- $d=18\text{cm}$
- $d'=2\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $b_1=27.5\text{cm}$

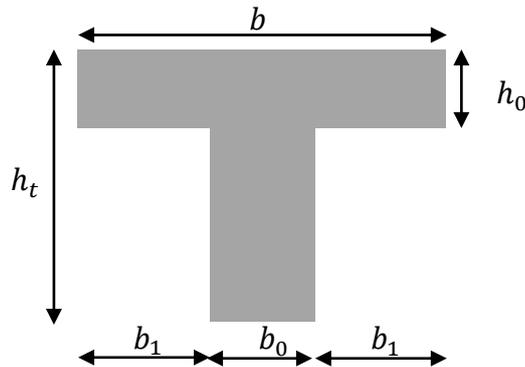


Figure. III.8 Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 13,946 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$) m^2 .

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,946 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0472 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone}$$

comprimée ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0604$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,004) = 0,175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{13,946 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2 \text{ .soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis:

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -8,599 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,37 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,182 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,182 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,182}) = 0,253 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,253) = 0,162 \text{ m}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8,37 \times 10^{-3}}{0,160 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Appuis de rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = 2,1 \text{ KN.m.}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{2,1 \times 1,48}{8,37} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérifications à ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 14,92 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14,92 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement S_t**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,867 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 76,89\text{cm}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

$$3) S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57\text{cm}$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$; on adopt $S_t = 15\text{cm}$.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPA}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,275 \times 14,92 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,974 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_c$ (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 14.92 \times 10^{-3} / 400 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_c (V_u + M_u / 0,9d)$.

$$A_l \geq 1,15 / 400 [(14.92 - 8.37) / (0,9 \times 0,18)] \times 10^{-3} = -1,056 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5,313)BAEL91/99.

Soit : $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$

$$V_u = 14.92 \text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures;
- ✓ Etat limite de compression de béton;
- ✓ Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification a faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

$$M_{t ser} = 10.082 \text{KN.m}$$

- **En travée**

- ✓ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 0,244 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H > 0$: alors l'axe neutre dans la table.

- ✓ **Calcul de y**

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

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 3,92 \text{ cm}$

- ✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$\Rightarrow I = 8323,04 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{10,082 \times 3,92 \times 10^{-5}}{8323,04 \times 10^{-8}} = 4,75 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

- **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$$M_{a \text{ ser}} = -6,05 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0$$

$$32,5y^2 + 23,55y - 429,9 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 3,29 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = 5867.42 \text{cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.39 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.39 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$Condition vérifiée.

3-Etat limite de déformation

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10 M_{0s}} \Leftrightarrow 0.0465 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (instantanée ou différés).

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{cm}$

- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 3,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revettement}}) = 5.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.21 + 1.5 = 6.71 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 * 3,85 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.21 = 3.386 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 6.71 = 4.36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$\begin{cases} M_{ser}^g = K \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = K \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = K \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 7.83 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5.78 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 10.081 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ, μ**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3.28 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,31 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 1.3 \%$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 198.69 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 146.67 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 255.81 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8323.04 \text{ cm}^4 \\ y = 3.92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,704 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,62 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,76 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$v = 0,06757 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 18516.54 \text{ cm}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6155.169 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6714.198 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5831.480 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10596.072 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 12.62 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 4.95 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 9.93 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 7,32 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\bar{f} = 8.6 \text{ mm} < \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,28 \text{ mm} \dots \dots$ la flèche est non vérifiée

Pour que la flèche soit vérifiée on doit augmenter la section de ferrailage.

Soit: $A_s = 3\text{HAA}2 = 3.39 \text{ cm}^2$

Tableau III.9 Evaluation de la flèche du plancher d'étage courant

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<i>J</i>	3.85	<i>M_j</i>	5.78	σ_{stj}	103.51	<i>f_{ji}</i>	3.59
<i>g</i>	5.21	<i>M_g</i>	7.83	σ_{stg}	140.22	<i>f_{gi}</i>	5.3
						<i>f_{gv}</i>	9.79
<i>p</i>	6.71	<i>M_p</i>	10.08	σ_{stp}	180.53	<i>f_{pi}</i>	7.06

$\Delta f = 8,04\text{mm} < \bar{f} = 8.6 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	11.83	0.04	0.05	0.176	1.93	1.413	3HA12=3.39
	Appuis rive	-2.22	0.048	0.062	0.175	0.36	0.21	1HA10=0,79
	Appuis int	-8.872	0.193	0.27	0.161	1.59	0.21	1HA10+1HA12=1.92
Etage courant	Travée	13.946	0.047	0.06	0.175	2.29	1.413	3HA12=3.39
	Appuis rive	-2.1	0.045	0.058	0.176	0.37	0.21	1HA10=0,79
	Appuis int	-8.37	0.182	0.25	0.162	1.49	0.21	2HA10=1,57

○ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Tableau III.11 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times db h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	15.82 < 108,14	0.879 < 3,33	3.15 > 0.455	6.13 > 1.12	1.033 < 3,33
Etage courant	14.92 < 108,14	0.829 < 3,33	3.15 > 0.43	6.13 > 1.06	0.97 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérifications des contraintes à ELS

- Etat limite de compression du béton

Tableau III.12 Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	Travée	8.63	3.39	3.92	8323.04	4.75	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.62	0.79	2.38	3183.31	1.21	15	vérifiée
	Appuis int	-6.471	1.92	3.57	6982.47	3.31	15	vérifiée
Etage courant	Travée	10.082	3.39	3.92	8323.04	4.75	15	vérifiée
	Appuis riv	-1.51	0.79	2.38	3183.31	1.13	15	vérifiée
	Appuis int	-6.05	1.57	3.29	5867.42	3.39	15	vérifiée

Tableau III.13 Evaluation de la flèche du plancher terrasse inaccessible.

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
<i>J</i>	5.05	<i>M_j</i>	7.58	σ_{stj}	135.74	<i>f_{ji}</i>	4.93
<i>g</i>	6.18	<i>M_g</i>	9.284	σ_{stg}	166.25	<i>f_{gi}</i>	6.35
						<i>f_{gv}</i>	11.52
<i>p</i>	7.18	<i>M_p</i>	10.786	σ_{stp}	193.15	<i>f_{pi}</i>	7.61

$\Delta f = 7.85\text{mm} < \bar{f} = 8.6\text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

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

Tableau III.14. Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant
q _{jser} (KN/m)	3.3	2.5
q _{gser} (KN/m)	4.02	3.386
q _{pser} (KN/m)	4.67	4.3
M _{jser} (KN.m)	7.58	5.78
M _{gser} (KN.m)	9.284	7.83

$M_{pser}(KN.m)$	10.786	10.081
$\sigma_{sj}(MPa)$	135.74	103.51
$\sigma_{sg}(MPa)$	166.25	140.22
$\sigma_{sp}(MPa)$	193.15	180.53
$f_{ij}(mm)$	4.93	3.59
$f_{ig}(mm)$	6.35	5.3
$f_{ip}(mm)$	7.61	7.06
$f_{vg}(mm)$	11.52	9.79
$\Delta f(mm)$	7.85	8.04
$f_{adm}(mm)$	8.6	8.6

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est suffisant.

Les schémas de ferrailage des poutrelles sont présentés comme suit :

Annexe III.1 : poutrelles de la terrasse inaccessible.

Annexe III.2 : poutrelles d'étage courant.

➤ **Etude de la dalle de compression du plancher.**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

on a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 20cm ($St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$).....vérifiée

Schéma de ferrailage de la dalle compression est présenté en **Annexe III.3**

III.2.2. Etude des planchers en dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on adopte le même ferrailage pour les autres panneaux.

✓ **Exemple de calcul**

• **Dalle sur 3 appuis :**

✓ Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x=1,20m$)

L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y=4,20m$)

$G = 5.36 \text{ KN/m}^2$; $Q=2,5\text{KN/m}^2$

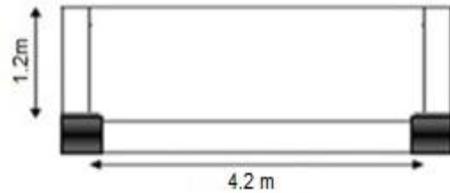


Figure III.9 Dalle sur 3 appuis

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = 10.986 \text{ KN/ml}$$

$$L_x=1,2 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2,1 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{3}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = 20.57 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées
$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 17.48 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_{0y} = 4.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis
$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -6.17 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{0y} = -3,165 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fait en flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1ml$).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c = 3 \text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-3=9 \text{ cm}$

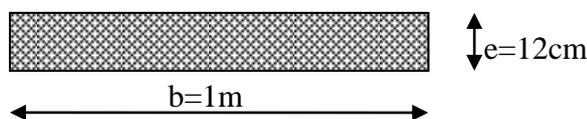


Figure III.10 Section de la dalle pleine à ferrailler.

• **Condition de non fragilité :**

Pour $e > 12$ cm et $\rho < 0,4$ ($\rho = 0,29$) donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,29)}{2} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,303 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau III.15 Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	17.48	0,152	0,21	0,083	6.09	1,2816	6HA12=6.79	20
	Selon y	4.75	0,041	0,053	0,088	1,55	0,96	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	6.17	0,054	0,069	0,088	2,026	1,2816	4HA10=3,14	25
	Selon y	3.165	0,03	0,04	0,089	1.03	0,96	4HA8=2,01	25

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 1,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

Vérification à l'ELU

➤ **Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{10.986 \times 1,2}{2} \times \frac{4,2^4}{1,2^4 + 4,2^4} = 6,55 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{10.986 \times 4,2}{2} \times \frac{1,2^4}{1,2^4 + 4,2^4} = 0,15 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{6,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,073 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,86 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 14,71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées (réel)} \begin{cases} M_{xs}^t = 0,85 M_{0x} = 12,5 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,75 M_{0y} = 3,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis (réel) $\left\{ \begin{aligned} M_{xs}^a &= -0.3 \times M_{0x} = -4.413 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a &= -0.5 \times M_{0y} = -2.265 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

- Calcul de y : $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$.
- Calcul de I : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$.
- Vérification de σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Tableau III.16 Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	12.5	3.93	4641.3	10.58	15	Vérifiée
	Selon y	3.4	2.44	1783.07	4.65	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	4.413	2.93	2574.5	5.02	15	Vérifiée
	Selon y	2.265	2.44	1783.07	3.09	15	Vérifiée

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

- Vérification de contraint des aciers

F.N ⇒ $\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}$, $\sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$.

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.17 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	12.5	204.82	201,633	Non vérifiée
	Selon y	3.4	187.63	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	4.413	156.07	201,633	Vérifiée
	Selon y	2.265	125	201,633	Vérifiée

Remarque : on remarque que la contrainte d'acier en travée selon x-x n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'acier à ELS.

• Calcul à l'ELS

$$A_{St} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}^{adm}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}^{adm}}.$$

Après le recalcul à l'ELS nous avons obtenues des résultats qui sont résumé dans le tableau qui suit :

Tableau III.18 Calcul de section d'acier à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	α	β	A _{SER} (cm ² /m l)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	12,5	6.79	0.44	0,076	8.07	8HA12=9.05	15

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{120} = 0,1 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,92}{100 \times 9} = 0,0088 > 0,005 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

Sens Y-Y :

- $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{420} = 0,0286 < 0,0375 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 9} = 0,0022 < 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée

Donc on doit vérifier la flèche selon les deux sens (x et y)

- **Vérification de la flèche :** après calcul les résultats sont résumer dans le tableau suivant :
Sens x-x:

Tableau III.19 Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	4	Mj	6.3648	σstj	103.97	fji	0,3105
G	5.36	Mg	8.5288	σstg	137.98	fgi	0,477
						fgv	0,49675
P	7.86	Mp	12.5068	σstp	202.34	fpi	0,8014

$f_x = 0.98mm < f_{x adm} = 2.4mm$ la condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Sens y-y:

Tableau III.20 Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
J	4	Mj	1,898	σ_{stj}	113.529	fji	0,6391
G	5.36	Mg	2,0798	σ_{stg}	124.4036	fgi	0,7004
						fgv	2,1012
P	7.86	Mp	3,556	σ_{stp}	212.7028	fpi	2,1128

$f_y = 2,87mm < f_{y adm} = 8,4mm$ la condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Le schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis est présenté en Annexe III.4.

Dalle sur 2 appuis

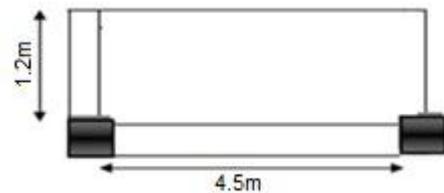
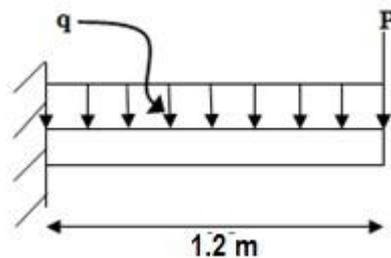


Figure III.11 Dalle sur 2 appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.5} = 0.26 < 0,4$$

⇒ La dalle est considérée portante dans le sens l_x (travaille comme une console).



Dans ce cas, les sollicitations se calculent comme suit :

$$\begin{cases} M = -(\frac{ql^2}{2} + pl) \\ V = ql + p \end{cases}$$

Evaluation des charges :

$$\text{Soit : } \begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec P est la charge concentrée due au poids propre du garde-corps

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p \Rightarrow p_u = 1.35 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{11.23 \times (1.2)^2}{2} + 1.35 \times 1.2\right) = -9.71 \text{ KN.m} \\ V_u = 11.23 \times 1.2 + 1.35 = 14.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p \Rightarrow p_s = 1 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_s = -\left(\frac{7.93 \times (1.2)^2}{2} + 1 \times 1.2\right) = -6.91 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

$$\mu_{bu} = 0.084 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.11$$

$$z = 0.09(1 - 0.4(0.11)) \Rightarrow z = 0.086 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{9.71 \times 10^{-4}}{348 \times 0.086} \Rightarrow A_s = 3.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 3.24/\text{ml}$$

$$\text{On a : } \rho < 0.4 \Rightarrow A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 9.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3.24 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement :

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.165 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification des contraintes :

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \Rightarrow Y = 2.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 2990 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.91 \times 10^{-3} \times 0.0271}{2990 \times 10^{-8}} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d - Y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 6.91 \times 10^{-3}(0.09 - 0.0271)}{2990 \times 10^{-8}} = 271.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 271.7 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS

Soit $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\sigma_{st} = 153.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.2} = 0.1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \\ \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.09 \times 1} = 6.28 \times 10^{-3} < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis est présenté en **Annexe III.5**.

Calcul De Dalle sur 4 appuis (dalle d'ascenseur):

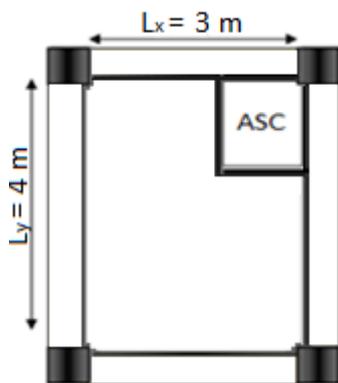


Figure.III.12 Dalle sur 4 appuis

Selon x-x

Tableau III.21 Calcul des sollicitations selon le sens x-x

Chargement		Les moments					
G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Pu(KN)		Mt _x (KN.m)		Ma _x (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
5.36	2,5	10,986	7,86	5.219	4.112	3.07	2.42

Tableau III.22 Calcul des ferrillages selon le sens x-x

A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
1.71	0.99	1.08	0,96	5HA12=5,65	3HA8=1.51	20	33

Tableau III.23 Vérifications nécessaires selon le sens x-x

Effort tranchant		Contraintes				La flèche	
		Béton					
V _x (KN)	V _y (KN)	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	f _{cal} (mm)	f ^{adm} (mm)
		Appui	travée				
12.52	5.28	2.82	4.83	15	15	5.69	6

Selon y-y

Tableau III.24 Calcul des sollicitations selon le sens y-y

Chargement			Les moments				
G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Pu(KN)		Mt _y (KN.m)		Ma _y (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
5.36	2,5	10,986	7,86	2.35	2.34	0.94	0.94

Tableau III.25 Calcul des ferrillages selon le sens y-y

Calcul de ferrillage							
A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
0.76	0.3	1.08	0.96	7HA12=7,92	3HA8=1,51	14	33

Tableau III.26 Vérifications nécessaires selon le sens y-y

Effort tranchant		Contraintes				La flèche	
		Béton					
τ _u (Mpa)	τ _u ^{adm} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	f _{cal} (mm)	f ^{adm} (mm)	
		Appui	Travée				
0,139	1,17	1.24	3.094	15	7.55	8	

Le schéma de ferrillage de la dalle sur 4 appuis est présenté en **Annexe III.6**.

III. ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre : $G_t = 2,13 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$

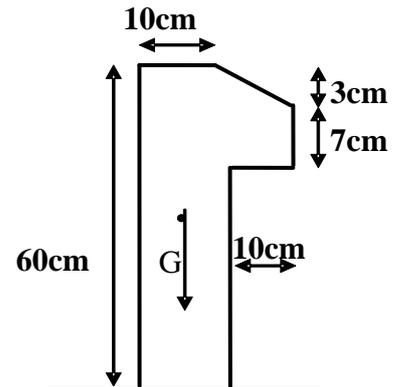


Figure (III-13) Vue en plan d'un acrotère.

c) La force sismique

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

C_p : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003).

W_p : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,13 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,13 \Rightarrow F_p = 1,0224 \text{ KN}$

d) Calcul de centre de gravité de la section G ($X_G; Y_G$) :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6,20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 33,01 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2,13 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,0224 \times 0,3301 = 0,337 \text{ KN.m.}$$

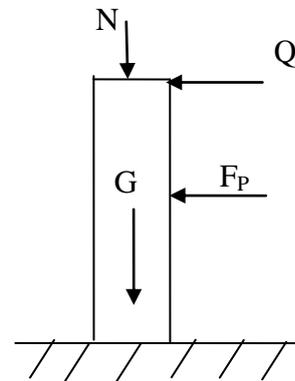


Figure III.14 Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

Tableau III.27 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,13	2,875	2,13
M (KN .m)	0,94	0,90	0,60

III.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 2.87 \text{ KN.}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{le centre de la pression se trouve en dehors de la section.}$$

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.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93(Art A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : 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 ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$e_2 = 0.86cm.$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.34m.$$

III.6 Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.87KN.$$

$$M_u = N_u \times e = 0.97KN.m.$$

Selon le **BAEL 91**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.05KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.15 \times 10^{-2}.$$

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

D'où :

$$\alpha = 1.44 \times 10^{-2}, \quad z = 0.078m, \quad A = 0.38cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée est :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2. A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.30cm^2.$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_z}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01cm^2 / ml. \Rightarrow St = 20cm.$$

III.7 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min}=0.97cm^2$.

Soit : $4T8 = 2.01cm^2 / ml. \Rightarrow St = 20cm$

b) Vérification des espacements

Les armatures principales : $St \leq \frac{100}{4} = 25cm$

c) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 2.02KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0.025MPa < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

III.8 Vérifications à L'ELS

a)Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y_{ser}. \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}). \text{ Avec : } \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240MPa.$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 + 15 \times A' \times (y_{ser} - d') - 15 \times A \times (d - y_{ser}).$$

Détermination de y_{ser} :

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = -0.232m.$$

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 : $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.232m$.

Donc on trouve :

$P = -0.15$.

$q = -0.11$.

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.58m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.35m$.

D'où: $\mu_t = 0.062m^3$.

$\sigma_{bc} = 0.012MPa < 15MPa$C'est vérifiée.

$\sigma_{st} = 0.14MPa < 201.6MPa$C'est vérifiée.

Le Schéma de ferrailage de l'acrotère est présenté en **Annexe III.7**

III.4 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant au déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- La vitesse de circulation est de 1m/s.....[Annexe I]
- Course maximale est de 32m.[Annexe I]
- Charge due à l'ascenseur : DM=82 KN.....[Annexe I]
- Charge due à la machine : PM=15 KN.....[Annexe I]
- Poids de la cuvette : FC=120KN.....[Annexe I]
- Dimensions de la gaine : Bs×Ts=(1,8×2,1) (m²)[Annexe I]
- Charge nominale (des personnes) est de 6,3KN.....[Annexe I]
- Démentions minimal de la locale machine = (180×420×200)cm².....[Annexe I]
- Passage libre = (120×100)(cm²).....[Annexe I]

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes au quelle elle est soumise (machine + ascenseur), après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine on a adopté sur une épaisseur de 14 cm.

$$l_x = 1.60m$$

$$l_y = 1,80 \text{ m dans une surface } S = (1,80 \times 1,60) = 2,88m^2.$$

A. Dalle sous ascenseur

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente

Poids de la dalle en béton arme : $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0,12 = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette (la réaction) : $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{120}{3} = 40 \text{ KN / m}^2.$

Poids propre du revêtement : $G_{revêtement \text{ en béton seul}} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$

La charge totale c'est : $G_t = 41,637 \text{ KN/m}.$

- La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV- charges d'exploitation),..... $Q = 1 \text{ KN / m}^2.$

b. Combinaisons des charges

L'ELU : $q_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 57,71 \text{ KN / m}^2.$

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 42,637 \text{ KN / m}^2.$

c. Calcul des sollicitations

- Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

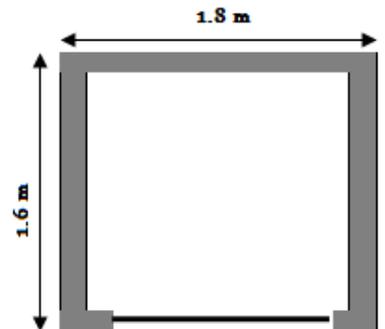
$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$ [AnnexeII]

$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6,88 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,26 \text{ KNm} \end{cases}$

➤ **Calcul des moments corriger (réel)**

✓ En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5,848 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4,468 \text{ KNm}$



✓ En appui : Sens x-x' : $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2,064 \text{KNm}$
 Sens y-y' : $M_t^y = -0.3 \times M_0^y = -1,578 \text{KNm}$

d. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=11cm. Tableau de ferrailage.

Tableau III.28 Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	M _{ELU} KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	d (m)	At (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x et y	5.848	0,034	0,043	0,108	0,11	1,58	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x et y	2.064	0,012	0,015	0,109	0,11	0,55	4HA8=2,01	25

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

Pour e > 12cm et $\rho \geq 0,4$; avec $F_e=400\text{MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0.89)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,18 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,12 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_a^{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = 0,23 \times 100 \times 11 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_a^{\min} = 1,328 \text{cm}^2$$

donc en appuis on ferraille avec A_{min}

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul des espacements**

Selon x : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

Selon y : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adapte $S_t = 25\text{cm}$.

e. Vérification nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa}$$

$\rho = 0.89 > 0,4 \Rightarrow$ Dalle travail selon les deux sens :

$$\Rightarrow V_x = 28.42 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 19.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,26 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 42.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2, \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 5.08 \text{ KNm.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.88 \text{ KNm.}$$

❖ Calcul des moments corrigé (réel)

$$M_{t \text{ ser}}^x = 0,85 \times M_0^x = 4,318 \text{ KNm}$$

$$M_{t \text{ ser}}^y = 0,85 \times M_0^y = 3,3 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = -0,3 \times M_0^x = -1,524 \text{ KNm}$$

$$M_{a \text{ ser}}^y = -0,3 \times M_0^y = -1,164 \text{ KNm}$$

• Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.29 Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x et y	4.318	2,29	2687,6	3,68	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	1,524	2,29	2687,6	1,3	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

- Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{160} = 0,0875 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0018 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche son vérifiées

Le schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur est présenté en **Annexe III.8.**

B. Dalle au-dessus de l'ascenseur

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit uniformément sur un air $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme le montre la figure suivante :

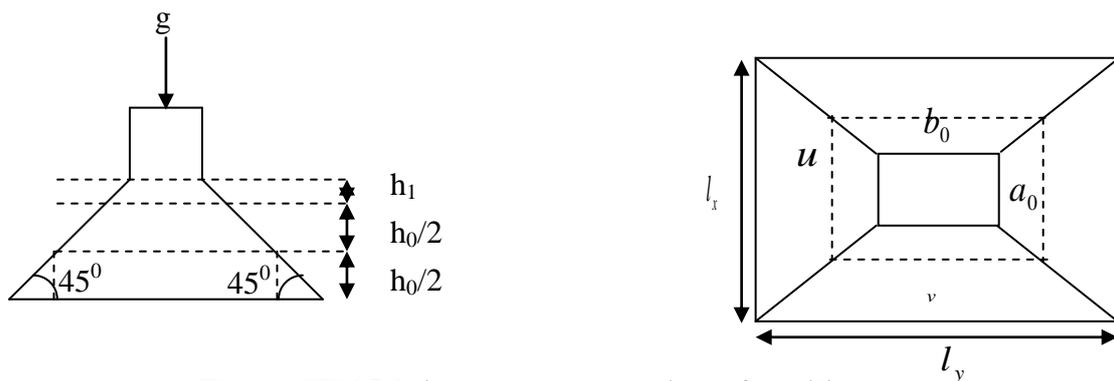


Figure III.15 Schéma représentant la surface d'impact.

a. Calcul du rectangle d'impact ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91/99.}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$$\text{On a une vitesse } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

$h_1=5cm$ (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0=14cm$ (épaisseur de la dalle en béton)

Ψ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \\ v = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104 \text{ cm.} \end{cases}$$

b. Calcul des sollicitations

b.1. Evaluation des moments du au charge concentré

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$

$Q = P_{personnes} = 6,3 \text{ KN}$

$P_u = 1,35 \times g + 1,5q = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,3 = 140,4 \text{ KN}$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho = 0.9$; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 0.9$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{104}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,65 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{104}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,65 \end{cases} ; ET \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0,577 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{104}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,577 \end{cases}$$

Soit $\frac{u}{l_x} = \frac{v}{l_x} = 0.65$ et $\frac{u}{l_y} = \frac{v}{l_y} \approx 0,6$

$\Rightarrow M1 = 0.081$

$M2 = 0,064$

On remplace

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 140,4 \times 0,081 = 11.37 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 140,4 \times 0,064 = 8.96 \text{ KNm} \end{cases}$$

b.2. Evaluation des moments due au charge repartie (poids propre de la dalle) :

$G_{\text{plancher local machine}} = 5,36 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}^2$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,04 \text{ KNm}$ $M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,8 \text{ KNm}$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.41 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.76 \text{ KNm} \end{cases}$

$$\text{En travée} : \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 10.55 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 8.3 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appui} : \begin{cases} M_{ax} = -0,3M_{0x} = -3.72 \text{KNm} \\ M_{ay} = -0,3M_{0y} = -2.93 \text{KNm} \end{cases}$$

c. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d = 11 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30 Calcul des ferrillages selon les deux sens

Position	Sens	M _{ELU} KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	At (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x et y	10.55	0.061	0.079	0.107	2.85	1,33	4HA10=3,14	25
En appuis	Selon x et y	3.72	0.022	0.028	0.109	0.98	1,33	4HA8=2,01	25

d. Vérification à l'ELU :

✓ Vérification au poinçonnement : C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (Article A.5.2.42)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (104 + 104) \Rightarrow U_c = 416 \text{cm}; \quad P_u = 140,4 \text{KN}; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$$P_u = 140,4 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 1000 = 436,8 \text{KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{MPa}$$

On a une charge concentre avec $v = u$

$$\Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{140,4}{3 \times 1,40} = 33,43 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,3 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 6,36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b.1. Evaluation des moments du au charge répartie

$$\nu = 0.2, \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,76 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = 0.6 \text{ KNm}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t\ ser}^{x\ repartie} = 0,85 \times M_0^x = 0,65 \text{ KNm}$$

$$M_{t\ ser}^{y\ repartie} = 0,85 \times M_0^y = 0,5 \text{ KNm}$$

$$M_{a\ ser}^{x\ repartie} = -0,3 \times M_0^x = -0,23 \text{ KNm}$$

$$M_{a\ ser}^{y\ repartie} = -0,3 \times M_0^y = -0,18 \text{ KNm}$$

b.2. Evaluation des moments du au charge concentré

$$P_s = g + q = 97 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

A.N

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t\ x} = M_{t\ y} = 103,3 \times (0,072 + 0,2 \times 0,072) = 8.93 \text{ KNm} \\ M_{a\ x} = M_{a\ y} = 103,3 \times (0,072 + 0,2 \times 0,072) = 8.93 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés (réel)

$$M_{t\ ser}^{x\ concentré} = M_{t\ ser}^{y\ concentré} = 0,85 \times M_{x1} = 7.59 \text{ KNm}$$

$$M_{a\ ser}^{x\ concentré} = M_{a\ ser}^{y\ concentré} = -0,3 \times M_a = -2,68 \text{ KNm}$$

• Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = M_{t\ ser}^{x\ repartie} + M_{t\ ser}^{x\ concentré} = 8.24\text{KNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = M_{a\ ser}^{x\ repartie} + M_{a\ ser}^{x\ concentré} = 2.91\text{KNm} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Tableau III.31 Vérifications des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x et y	8,24	2,78	3896.9	5.88	15	vérifiée
En appuis	Selon x et y	2.91	2,29	2687,6	2,48	15	vérifiée

Vérification des contrainte d'acier : on a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

▪ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{160} = 0,0875 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0028 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

Les conditions de flèche son vérifiées

Le schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur est présenté en **Annexe III.9**

III.5 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

III.5.1 Escalier Type 1 (étages courant)

5.1.1. Etude de la partie (AB)

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

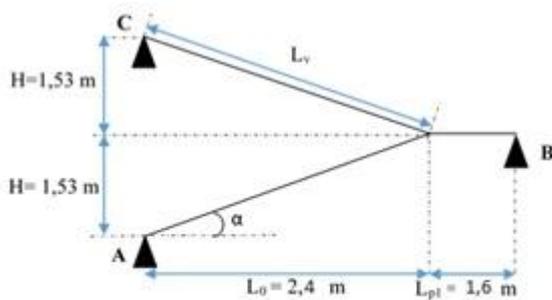


Figure III.16 Coupe en élévation de l'escalier (type 1)

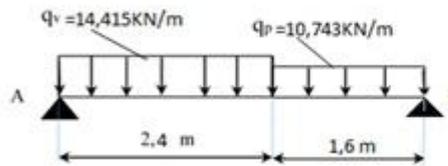


Figure III.17. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AB)

➤ **Evaluation des charges**

✓ **Volée :**

$$G_{\text{volée}} = 7.9 \times 1 = 7.9 \text{ KN/ml}$$

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

✓ **Palier :**

$$G_{\text{palier}} = 5.18 \times 1 = 5.18 \text{ /ml}$$

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

➤ **Combinaison des charges :**

$$L'ELU : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.415 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.743 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

L'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 10.4 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 7.68 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 14.415 \times (2.4) - 10.743 \times (1.6) = 0 \\ R_A + R_B = 51.785 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 14.415 \times (2.4) \times (2.8) + 10.743 \times (1.6) \times (0.8) - R_A \times (4) = 0 \\ R_A = 27.655 \text{ KN} \\ R_B = 24.13 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

✓ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 2.4$

$$V(x) = -14.415x + 27.655$$

$$\begin{cases} V(0) = 27.655 \text{ KN} \\ V(2.4) = -6.941 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.208x^2 + 27.655x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 24.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Tronçons 2 : $0 \leq X \leq 1.6$

$$V(x) = 10.743x - 24.13$$

$$\begin{cases} V(0) = -24.13 \text{ KN} \\ V(1.6) = -6.941 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.372x^2 + 24.13x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = 24.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

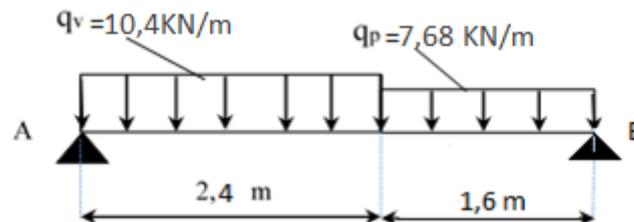


Figure 18 Schéma statique de l'escalier d'étage

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 10.4 \times (2.4) - 7.68 \times (1.6) = 0 \\ R_A + R_B = 37.248 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 10.4 \times (2.4) \times (2.8) + 7.68 \times (1.6) \times (0.8) - R_A \times (4) = 0 \\ R_A = 19.93 \text{ KN} \\ R_B = 17.32 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

✓ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 2.4$

$$V(x) = -10.4x + 19.93$$

$$\begin{cases} V(0) = 19.93 \text{ KN} \\ V(2.4) = -5.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.2x^2 + 19.93x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 17.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçons2 : $0 \leq X \leq 1.6$**

1. $V(x) = 7.68x - 17.32$

$$\begin{cases} V(0) = -17.32 \text{ KN} \\ V(2.1) = -5.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -3.84x^2 + 17.32x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 17.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$.

L'ELU: $V(x) = -14.415x + 27.655 = 0 \Rightarrow x = 1.92 \text{ cm.}$

$$M(x) = M(1.92) = -7.207(1.92)^2 + 27.655(1.92) = 26.53 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 26.53 = 22.55 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 26.53 = -13.265 \text{ KN.m} \\ V = 27.655 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS:

$$V(x) = -10.4x + 19.93 = 0 \Rightarrow x = 1.92 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(1.92) = -5.2(1.92)^2 + 19.93(1.92) = 19.096 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 19.096 = 16.23 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 19.096 = -9.548 \text{ KN.m} \\ V = 19.93 \text{ KN} \end{cases}$$

Ferraillage

❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.123$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{22.55 \times 10^{-3}}{0.13(1 - 0.4 \times 0.123)348} \Rightarrow A_s = 5.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 d'une section $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/5 = 20\text{cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 5.65/4 = 1.41\text{cm}^2$$

On adopte 4HA8 d'une section $A_s = 2.01\text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25\text{cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.265 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.055 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.071$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{13.265 \times 10^{-3}}{0.13(1-0.4 \times 0.071)348} \Rightarrow A_s = 3.02\text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 d'une section $A_s = 3.14\text{cm}^2$ et avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25\text{cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.39/4 = 0.85\text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 d'une section $A_s = 1.51\text{cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/3 = 33\text{cm}$$

➤ **Verifications ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{27.655 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.212\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16\text{MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

En travée :

Les armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

En appuis :

Les armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Verifications ELS**

• **Vérifications des contraintes de béton**

En travée : $M_T^S = 16.23\text{KN.m}$

Tableau 32 Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 3.92\text{ cm}$	$\sigma_b = 7.072\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$
$I = 8995.21\text{cm}^4$	
$\sigma_b = 7.072\text{MPa}$	

En appuis :-9.548KN. m

Tableau 33 Vérification de contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 3.163 \text{ cm}$	$\sigma_b = 5.054 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5975.39 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 5.054 \text{ MPa}$	

• Vérifications de l'état limite de déformation

➤ Vérification de la flèche

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5.56 < 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

➤ La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

➤ Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements, j, g et p

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 7,9 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,18 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 6,32 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 8,996 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 10,4 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 15,85 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,4346\% ; \begin{cases} \lambda_i = 4,88 \\ \lambda_v = 1,95 \end{cases} ; I_0 = 33148,56 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32164,20 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 175,34 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 136,12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 239,69 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des μ

$$\mu_g = 0,281 \quad ; \quad \mu_j = 0,172 \quad ; \quad \mu_p = 0,409$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = 17662,16 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 19818,40 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 12166,04 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 25586,56 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 6,69 \text{ mm} \\ f_{ji} = 2,26 \text{ mm} \\ f_{pi} = 6,47 \text{ mm} \\ f_{gi} = 3,26 \text{ mm} \end{array} \right.$$

❖ **Tableau III 34** Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
Palier	Volée							
<i>J</i>	3.75	6.32	<i>M_j</i>	8.996	σ_{stj}	136.21	<i>f_{ji}</i>	2.26
<i>g</i>	5.18	7.9	<i>M_g</i>	11.58	σ_{stg}	175.33	<i>f_{gi}</i>	3.26
							<i>f_{gv}</i>	6.69
<i>p</i>	7.68	10.4	<i>M_p</i>	15.83	σ_{stp}	239.68	<i>f_{pi}</i>	6.47

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,64 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{400}{500} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Le schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant est présenté en **Annexe III.10**.

III.5.2 Etude des escaliers de l'enter sol

A. Etude des volées 1 et 3 :

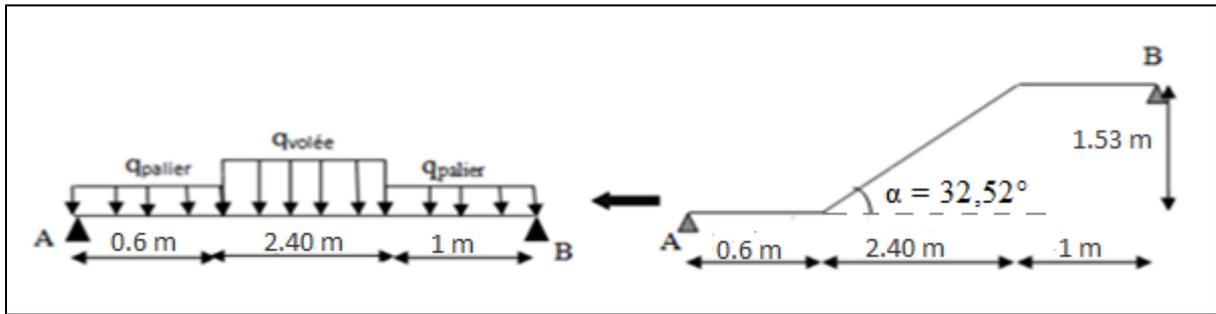


Figure III 19 Schéma de la volée d'entre-sol

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7,9 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison de charges

✓ Sur la volée 1 et 3 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14,415 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = 10,4 \text{ KN/ml}$.

✓ Sur le pilier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 10,743 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_p^s = G + Q = 7,68 \text{ KN/ml}$.

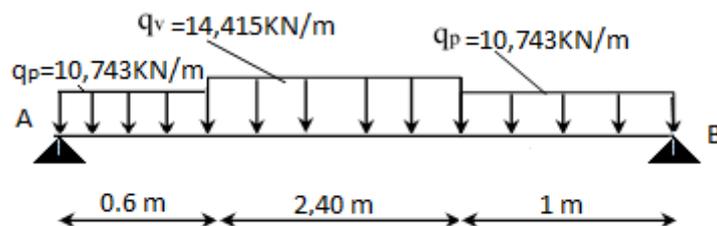


Figure III 20 Schéma statique de la volée d'entre-sol

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [10.743 \times 0.6] + [2.4 \times 14.415] + [1 \times 10.743] = 51.78 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B^u = 25.45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A^u = 26.33 \text{KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$R_B^s = 18.29 \text{KN} \quad R_A^s = 18.95 \text{KN}.$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 0.6 \text{m}$$

$$T(x) = R_A - 10.743x$$

$$T(0) = 26.33 \text{KN}$$

$$T(0.6) = 20.29 \text{KN} \quad M(x) = 26.33x - 10.743 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\max) = 26.33 \text{ KN} \\ M(\max) = 13.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(0.6) = 13.86 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon 2 : 0.6 ≤ x ≤ 3m**

$$T(x) = 26.33 - 10.743 \times 0.6 - 14.415(x - 0.6).$$

$$T(0.6) = 19.88 \text{KN}$$

$$T(3) = -14.71 \text{KN}$$

$$M(x) = -7.21x^2 + 28.55x - 0.672$$

$$M(0.6) = 13.86 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\max) = 19.88 \text{ KN} \\ M(\max) = 19.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(3) = 19.818 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.98 \text{m}$$

On trouve : $M^{max}(1.98) = 27.59 \text{ KN.m}$; $V^{max} = R_A = 26.33 \text{ KN}$.

• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{max} = 0,85 \times 27.59 = 23.45 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,5 \times 27.59 = -13.795 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**

Soit FPN, $e = 15 \text{ cm}$, $C = 2 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$.

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III 35 Résultats de ferraillage des volées 1-3 des 'étages courants

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
Travée	23.45	0.097	0.128	0.123	5.46	1.57	6HA12=6,79
En appui	13.795	0.057	0.074	0.126	3.142	1.57	5HA10=3,93

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 26.33 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,202 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MP} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 30\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33\text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

• **En travée**

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 ; M_{t\text{ ser}}^{max} = 16.89\text{KN.m} ; Y = 4,227\text{cm} ; I = 10356.473\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,89\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....\text{vérifiée}.$$

• **En appui**

$$A_s = 3,93\text{cm}^2 ; M_{a\text{ ser}}^{max} = -9.395\text{ KN.m} ; Y = 3,37\text{cm} ; I = 6742.598\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,69\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}.....\text{vérifiée}.$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e=15\text{ cm} < 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,79\text{ cm}^2 < 13.65\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 4\text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}$

❖ **Tableau III 36.**Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
Palier	Volée							
J	3.75	6.32	M_j	8.996	σ_{stj}	133.74	f_{ji}	2.19
g	5.18	7.9	M_g	11.58	σ_{stg}	147.14	f_{gi}	3.56
							f_{gv}	7.18
p	7.68	10.4	M_p	15.83	σ_{stp}	201.14	f_{pi}	6.03

$\Delta f = 7.46 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

Le schéma de ferrailage de l'escalier de l'entre-sol est présenté en **Annexe III.10**.

III.5.3 Etude des escaliers RDC

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux

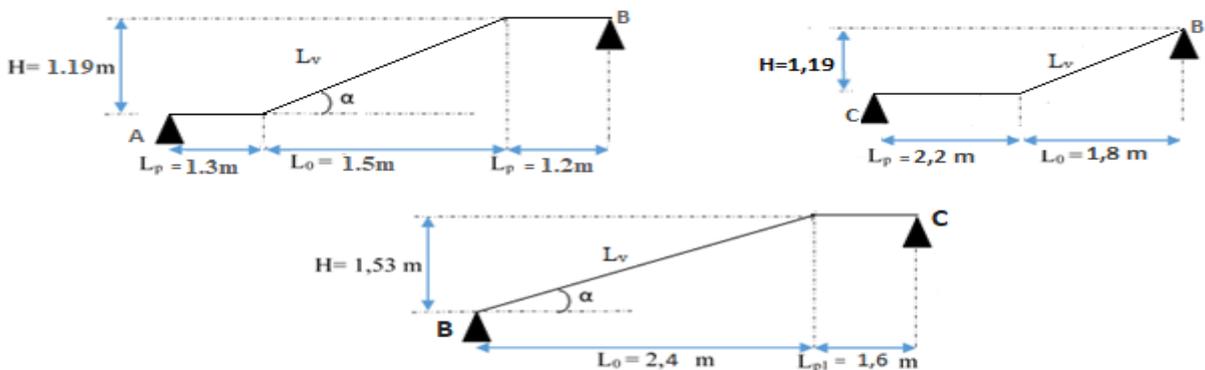


Fig III 21 Schéma d'escalier de RDC.

- Partie [A-B]

La charge permanente sur la volée d'escalier

Volée : $G = 8.52 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Palier de repos : $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

1. Calcul des sollicitations

La charge qui revient sur la volée et les paliers.

A l'ELU:
$$\begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v \Rightarrow q_v = 15.252 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p \Rightarrow q_p = 110.74 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} q_v = G_v + Q_v \Rightarrow q_v = 11.02 \text{KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p \Rightarrow q_p = 7.68 \text{KN/ml} \end{cases}$$

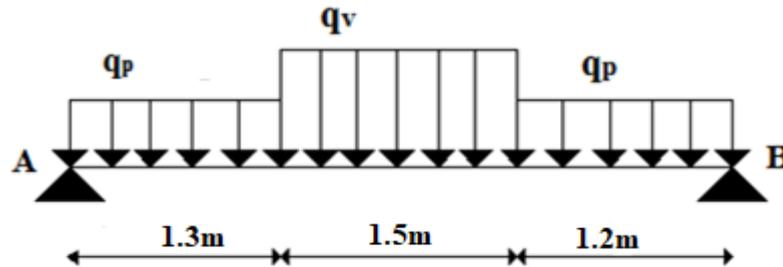


Fig.III 22 Schéma statique de la Volée.

• **Calcul des réactions**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$\text{AL'ELU : } \begin{cases} R_A = 24.79 \text{KN} \\ R_B = 24.95 \text{KN} \\ M = 26.98 \text{KN.m} \\ T = 24.79 \text{KN} \end{cases} \quad \text{AL'ELS : } \begin{cases} R_A = 17.80 \text{KN} \\ R_B = 17.93 \text{KN} \\ M = 21.50 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels**

Remarque

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.85M_0$ ce qui donne :

$$\text{AL'ELU : } \begin{cases} M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 26.98 = -13.49 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85M^{\max} = 0.85 \times 26.98 = 22.93 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{AL'ELS : } \begin{cases} M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 21.50 = -10.75 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85M^{\max} = 0.85 \times 21.50 = 18.28 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage**

Ferraillage des armatures principales

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{cm} \\ h = 15 \text{cm} \\ d = 13 \text{cm} \end{cases}$$

Les calculs du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III 37 Ferrailage de la volée des étages.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	22.93	0.095	0.125	0.123	5.33	1.57	6HA12 = 6.79
En appuis	13.49	0.056	0.072	0.126	3.07	1.57	5HA10 = 3.93

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Vérification de l'effort tranchant

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{24.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.190 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} &= 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \bar{\tau} > \tau \dots\dots\dots \text{Pas d'armatures transversales.}$$

• **Ferrailage des armatures de répartition**

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Soit } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 33 \text{ cm}$

• **Calcul des espacements**

En travée : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit : $S_t = 17 \text{ cm}$.

En appui : $a = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3. Vérification aux états limites

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III 38 Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	18.28	4.227	10356.473	7.76	15	Vérifiée
En appuis	10.75	3.37	6742.598	6.26	15	Vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche**

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

3) $L = 4 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$

❖ Tableau III 39 Evaluation de la flèche :

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
Palier	Volée							
J	3.75	6.88	Mj	9.472	σ_{stj}	120.36	fji	2.44
g	5.18	8.52	Mg	12.107	σ_{stg}	153.84	fgi	3.86
							fgv	7.67
p	7.68	11.02	Mp	16.357	σ_{stp}	207.83	fpi	6.36

- $\Delta f = 7,73 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \dots\dots\dots$ la condition de la flèche est vérifiée

Remarque: la Partie [B-C] et [C-B] sont déjà étudiées dans le type 1

Le schéma de ferrailage de l'escalier de RDC est présenté en Annexe III.11.

III.6 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

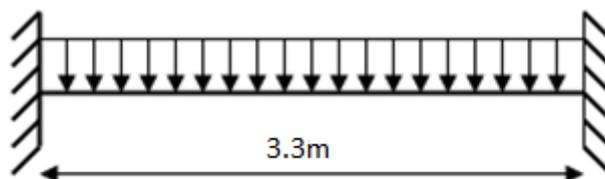


Figure III 23 Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a : $L_{\max} = 3.3 \text{ m} = 330 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 37$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Sollicitations de la poutre palière :

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.30) \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_{cloison} \times H_{mur} = 2.72 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2}\right) = 3.75 \text{ KN/m}$$

Avec :

H_{mur} : la hauteur du mur.

g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids du mur sur la poutre.

$G_{cloison}$: charge du mur.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point B.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_B^u = 24.13 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_B^s = 17.318 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Soit : $P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_B^u = 1.35 \times (2.25 + 3.75) + 24.13 = 32.23 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{32.23 \times (3.3)^2}{24} = 14.634 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{32.23 \times (3.3)^2}{12} = -29.25 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{32.23 \times 3.3}{2} = 53.18 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III 40 Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	14.634	0.047	0.061	0.263	1.59	1.01	<i>vérifiée</i>
Appui	29.25	0.094	0.124	0.256	3.28	1.01	<i>vérifiée</i>

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{53.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.656 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.032 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.032] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_B \times \frac{l}{2} = -13.265 \times \frac{3.3}{2} = -21.887 \text{ KN.m}$$



Figure III 24 Les moments de torsion sur la poutre palière.

Calcul des armatures longitudinales :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

Avec :

- U : périmètre de la section.

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

- e : épaisseur de la paroi.

- A_1 : section d'acier.

$$e = \varnothing/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.00 \text{ m}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.034 \text{ cm}^2$$

Armature transversales :

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.887 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement en torsion:

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.887 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.501 \text{ MPa}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.59 + \frac{5.034}{2} = 4.11 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.28 + \frac{5.034}{2} = 5.79 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 42 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \text{en travée : } A_{min} > A_l^{tot} = 4.11 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{Non vérifiée} \\ \text{en appui : } A_{min} \leq A_l^{tot} = 5.79 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{choisis} = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

En appui : 6HA12 = 6.79 cm²

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 0.65 = 1.10 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 avec : $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$ c'est-à-dire un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.656 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 3.501 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.656)^2 + (3.501)^2} = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 3.56 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre à $b = 30$ cm et $h = 35$ cm.

Calcul des sollicitations :

✓ Flexion :

Tableau 41 Les sollicitations en flexion

ELU	ELS
$R_B = 24.13 \text{ KN/ml}$	$R_B = 17.318 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 2.625 \text{ KN/m}$	$g_0 = 2.625 \text{ KN/m}$
$P_u = 32.7369 \text{ KN/m}$	$P_s = 23.693 \text{ KN/m}$
$M^t = 14.85 \text{ KN.m}$	$M^t = 10.75 \text{ KN.m}$
$M^a = -29.71 \text{ KN.m}$	$M^a = -21.50 \text{ KN.m}$
$V_U = 54.179 \text{ KN}$	

Ferraillage en flexion

Tableau 42 Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	14.85	0.032	0.041	0.325	1.31	1.01	<i>vérifiée</i>
Appui	29.71	0.064	0.083	0.319	2.67	1.01	<i>vérifiée</i>

Ferraillage en torsion

Tableau 43 Ferraillage de la poutre palière à la torsion

M_{tor} (KN.m)	e (cm)	Ω (m ²)	U (m)	A_{tor} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
21.887	5.83	0.071	1.07	4.74	1.19

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.31 + 2.37 = 3.68 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.67 + 2.37 = 5.04 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.887 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 0.0583} = 2.64 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{54.179}{0.3 \times 0.33} \times 10^{-3} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.2916 + 6.9696} = 2.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

En flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400}$$

$$= 0.45 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 15 \times (2.69 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.029 \text{ cm}^2$$

En torsion :

$$\text{➤ } A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.887 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.071 \times 400}$$

$$A_{tor} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } \text{donc} \Rightarrow A_t = 1.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 44 Ferrailage final de la poutre palière

Section d'armature en travée et aux appuis							
	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	Travée	Appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	1,31	2,67	4,74	3,68	5,04	6HA10 =4.71	6HA12 =6.79
Armature transversale (cm ²)	0.45		0.66	1.15		3φ ₈ = 1.51cm ² S _t = 15cm	

Vérifications à ELS :

✓ Etat limite de compression de béton :

Tableau 45 Vérification de la compression dans la poutre palière

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	10.75	10.33	47332.106	2.35	15	Vérifiée
Appui	21.50	11.95	62194.88	4.13	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.106 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00475 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Le schéma de ferrailage de la poutre palière est présenté en Annexe III.12.

III.7 Etude la poutre de chaînage

Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

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

$$L_{max} = 4.30m$$

- ✓ Hauteur minimale $h \geq 28,66$ cm.
 - ✓ Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.
- On opte : $(b \times H) = (30 \times 30)cm^2$.

Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple.

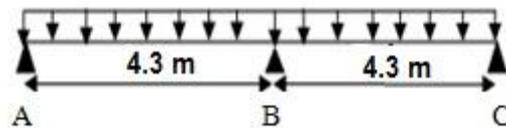


Figure 25 Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.30 \times 0.3 = 2.25$ KN/ml.
- ✓ $G_{mur} = 2.72 (3.06 - 0.30) = 7.507$ KN/ml.

- **Calcul des moments :**

$$\text{ELU } \{ \mathbf{q}_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 13.172 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS } \{ \mathbf{q}_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9.757 \text{ KN/ml.}$$

- Evaluation des moments

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,3}{4,3} = 1 : \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

- Moments isostatiques

Travée A-B = B-C:

A L'ELU:

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{13,172 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_0^u = 30,44 \text{ KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_0^S = \frac{9,757 \times 4,3^2}{8} \rightarrow M_0^S = 22,55 \text{KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

4) Appuis de rive

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A L'ELU:

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 M_A^S = -4,56 \text{KN.m.}$$

A L'ELS

$$M_A^S = M_C^S = -0,15 \frac{ql^2}{8} \rightarrow M_A^u = -3,38 \text{KN.m.}$$

5) Appuis intermédiaires

A L'ELU

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 30,44 = -18,264 \text{KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_B = -0,6 \times M_{AB}^0 = -0,6 \times 22,55 = -13,53 \text{KN.m}$$

6) Moments en travée

Travée A-B = B-C:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0$$

$$1) \left\{ M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \right.$$

$$2) M_{t2} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t = \max(M_{t1}; M_{t2})$$

AL'ELU

$$1) M_{t1}^u \geq 1,05 \times 30,44 - \frac{18,264}{2} = 22,83 \text{KN.m}$$

$$2) M_{t2}^u \geq \frac{1,2}{2} \times 30,44 = 18,264 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^u = 22,83 \text{KN.m}$$

AL'ELS

De la même manière on trouve : $M_t^S = 16,91 \text{KN.m}$

✓ Les efforts tranchants

A L'ELU

Travée A-B = B-C :

$$V_A = V_C = \frac{13,172 \times 4,3}{2} = 28,31 \text{KN} \quad ; \quad V_B = 1,15 \times V_E = 32,5$$

Ferraillage

On prend comme exemple de calcul pour, le ferraillage de la poutre de chaînage qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

$$M_t = 22,83 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -18,264 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -4,56 \text{KN.m}$$

$$V = 32,56 \text{KN} ;$$

ELS

$$M_t = 16,91 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -13,53 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 3,38 \text{KN.m}$$

$$L = 4,30 \text{m.}$$

Le ferraillage se fait à la flexion simple

Tableau 46 Ferraillage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{choisie} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	22,83	0.073	0.095	0.259	2.53	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.98$
Appuis	- 18,264	0.058	0.076	0.262	2.01	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.98$

Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = - 4,56 \text{KN.m.}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{4,56 \times 2,01}{18,264} = 0,502 \text{ m}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,98 \text{ cm}^2 > A_{\text{rive cal}} = 0,502 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On ferraile avec $A_{\text{min}} = 0,98 \text{ cm}^2$

• **Vérfications ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.41 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}, FN$$

➤ Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ epingle } \phi_8 = 3\phi_8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul de l'espace

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 67 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

• Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse.

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III 47 Vérification des contraintes

Position	M _{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	16,91	8.021	23476.72	5.78 ≤ 15
En appui	- 13.53	6.889	17587.02	5,29 ≤ 15

➤ Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,075 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,074 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Le schéma de ferrailage de la poutre de chaînage est présenté en **Annexe III.13**.

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec ETABS 2016 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV 3. Méthode choisit

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa \Rightarrow A=0.15

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

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

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\Rightarrow \xi = ((10+7)/2) = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site meuble (S3) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 31,79m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (31.79)^{\frac{3}{4}} = 0.669s \dots \dots \dots (I)$$

et $T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$

$L_{X,Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=21,6m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 13,2m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 31,79}{\sqrt{21.6}} = 0,6142s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0.6142s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 34,24}{\sqrt{13.2}} = 0,786s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,669s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.6142}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.779$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.669}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.68$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être majorée

de 30% soit : $\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.6142 = 0.798s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.669 = 0.87s \end{cases}$

Q :facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad \text{avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q			
	Selon x-x		Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Oui	0	Oui	0
2) Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6) Contrôle de la qualité de la construction	Non	0.1	Non	0.1

Ce qui donne : $Q_x = 1.15$
 $Q_y = 1.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS-2016** on a trouvé : $W_{tot} = 34240.57 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2101.53 \text{ KN}$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1984.58 \text{ KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.5. 2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

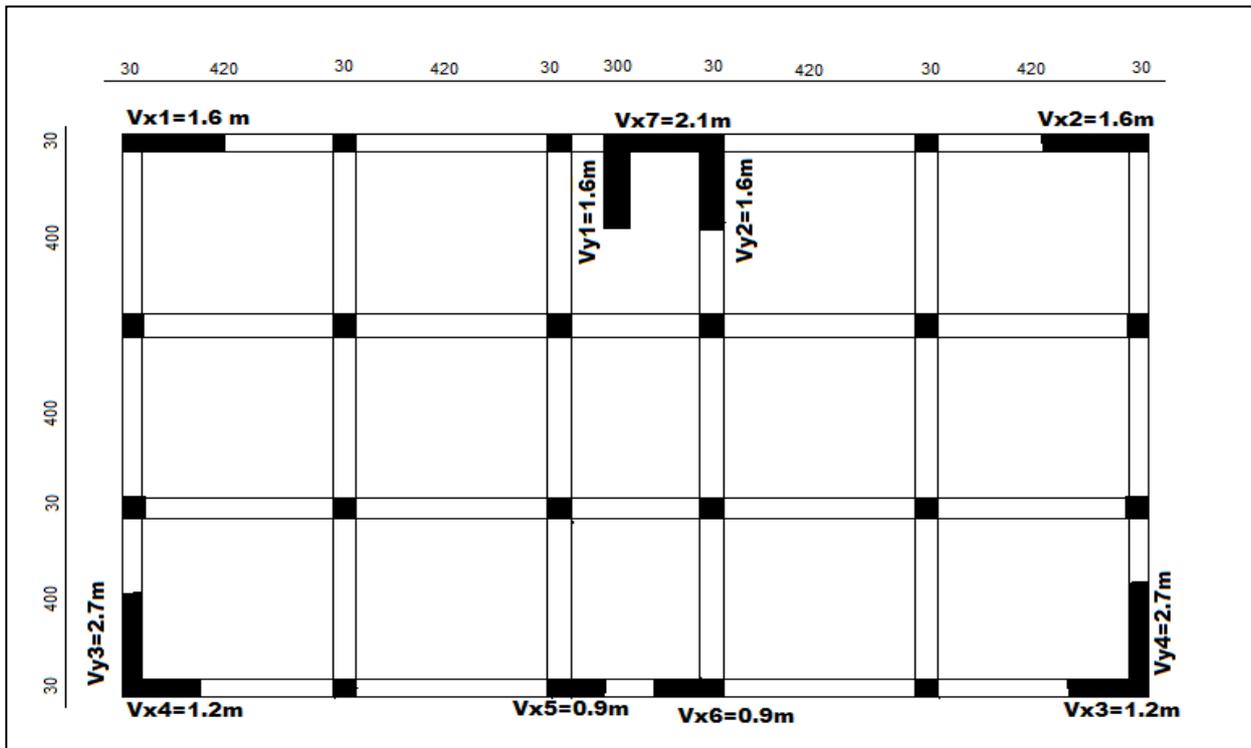


Figure IV.1 Schéma de dispositions des voiles.

IV.5.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS-2016

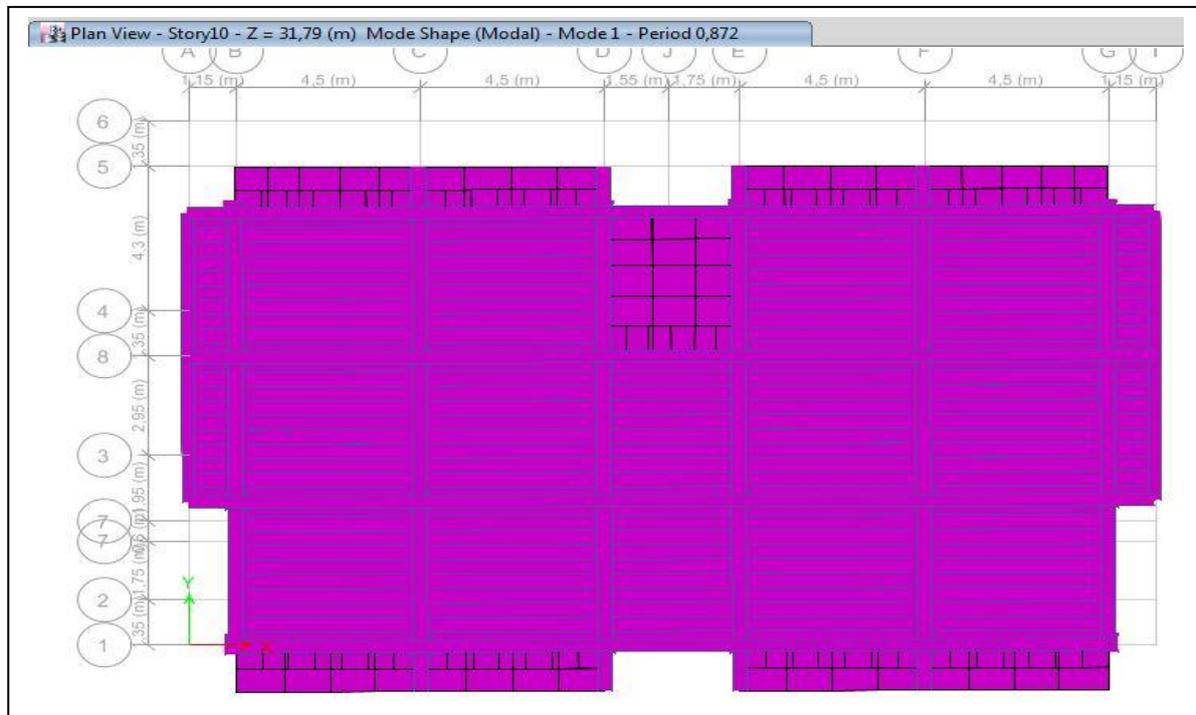


Figure IV.2 1^{er} mode (translation suivant y-y)

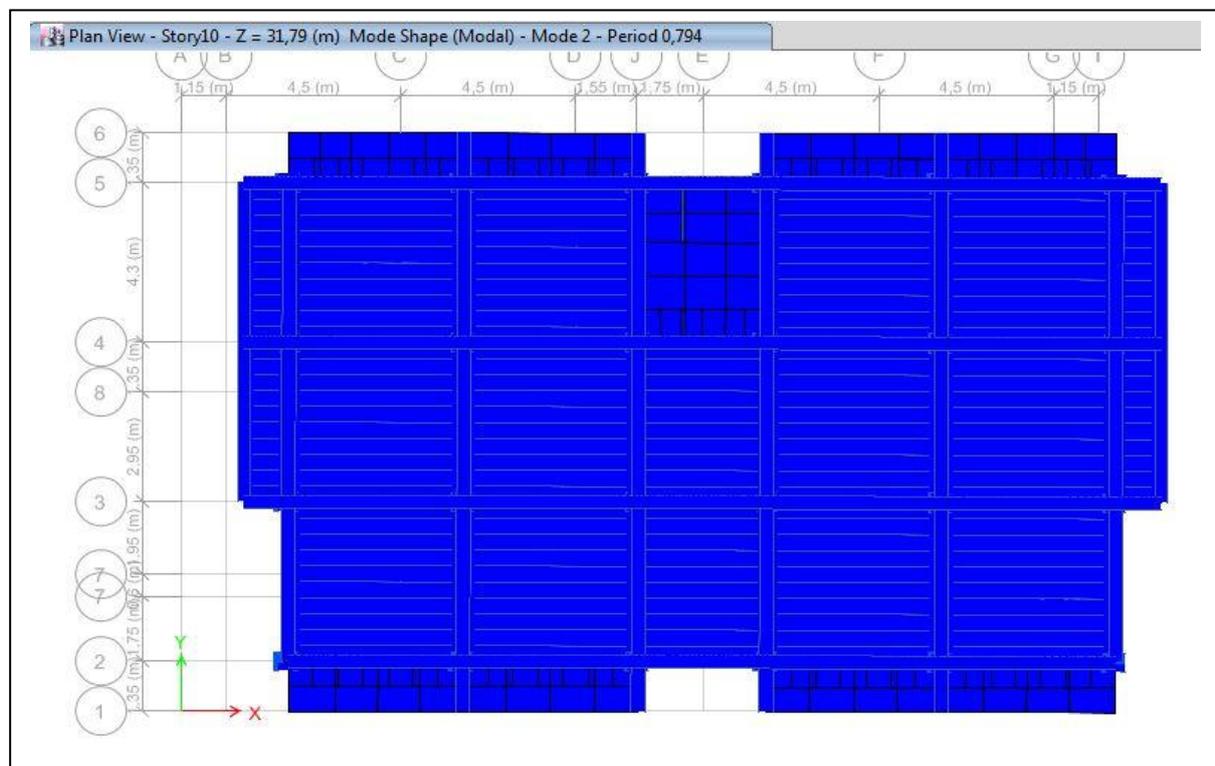


Figure IV.3 2^{ème} mode (translation suivant x-x)

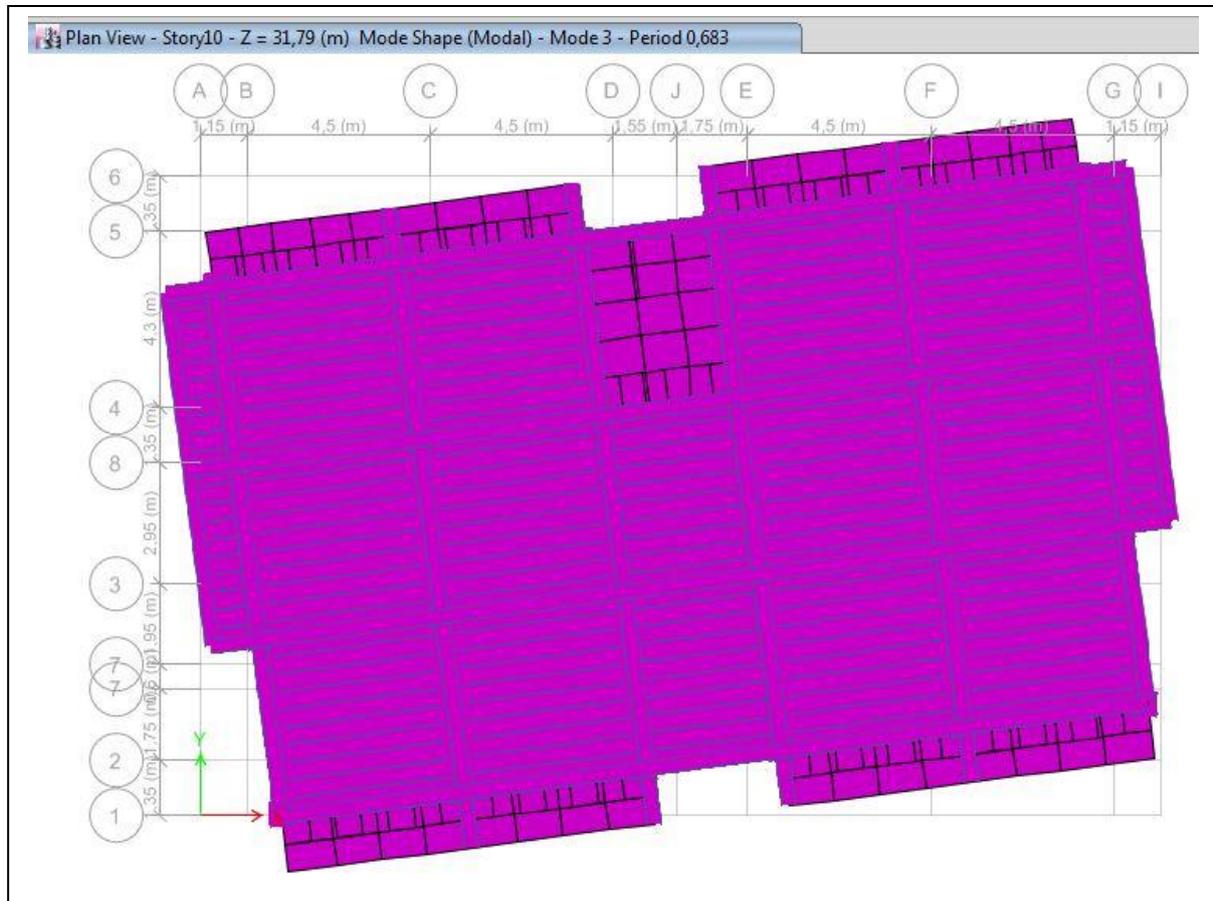


Figure IV.4 3^{ème} mode (rotation au tour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)		Somme Cumulée	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0,87	0,02	74.3	0,02	74.3
2	0,79	75.76	0,02	75.78	74.31
3	0,67	0.01	0,03	75.78	74.34
4	0,25	0,01	12.18	75.79	86.52
5	0,23	11.82	0,01	87.61	86.54

6	0,19	0,06	0.008	87.67	86.54
7	0,12	0,1	4.87	87.77	91.41
8	0,11	4.3	0,13	92.08	91.53

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\begin{cases} T_x = 0,87s \\ T_y = 0,79s \end{cases}$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 8 premiers modes (selon les deux sens x et y), pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.5.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.1.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
ES2	31019,8012	6300,8637	83.12	16.88
ES1	28117,6091	5723,3951	83.09	16.91
RDC	24634,0363	5068,9613	82.93	17.07
1 ^{er} étage	21492,4497	4629,6797	82.28	17.72
2 ^{ème} étage	18192,89	3961,8026	82.12	17.88
3 ^{ème} étage	14903,6027	3281,801	81.95	18.05
4 ^{ème} étage	11595,9136	2729,0505	80.95	19.05
5 ^{ème} étage	8448,157	2009,5233	80.78	19.22
6 ^{ème} étage	5381,4377	1353,654	79.92	20.08
7 ^{ème} étage	2483,4401	620,2683	80.02	19.98

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction sous charge vertical est vérifiée.

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
ES2	573,23	907,54	38.72	61.28	524,4485	818,3375	39.06	60.94
ES1	657,4783	768,1118	46.12	53.88	586,5931	645,5856	47.61	52.39
RDC	429,0485	793,0575	35.11	64.89	357,9238	729,7283	32.91	67.09
1 ^{er} étage	659,6676	552,5793	54.42	45.58	619,4977	551,6415	52.9	47.1
2 ^{ème} étage	600,527	518,5621	53.66	46.34	596,4643	469,8041	55.93	44.07
3 ^{ème} étage	577,8954	421,6638	57.82	42.18	571,481	373,4742	60.48	39.52
4 ^{ème} étage	454,4374	405,8673	52.82	47.18	457,6444	352,3931	56.5	43.5
5 ^{ème} étage	439,2757	257,5587	63.04	36.96	441,3507	213,9933	67.35	32.65
6 ^{ème} étage	266,1255	245,6302	52	48	298,3339	185,255	61.69	38.31
7 ^{ème} étage	306,5975	104,7844	74.53	25.47	360,8141	142,5631	71.67	28.31

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant:

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

Sens	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st} >0,8	Observation
X-X	1487.79	2101.53	0,708	vérifiée
Y-Y	1394.76	1984.58	0,703	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition de l'effort tranchant est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

Niveaux	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
ES2	306	0.0552	0.276	0	0.27	0.0009	0.052	0.263	0	0,263	0.0008
ES1	306	0.17	0.847	0.27	0,57	0.0018	0.165	0.83	0.263	0,567	0.0019
RDC	425	0.37	1.83	0.84	0,98	0.0023	0.38	1.91	0.83	1,08	0.0025
1 ^{er} étage	306	0.51	2.55	1.83	0,72	0.0024	0.55	2.76	1.91	0,85	0.0028
2 ^{ème} étage	306	0.65	3.25	2.55	0,7	0.0024	0.72	3.6	2.76	0,84	0.0027
3 ^{ème} étage	306	0.78	3.9	3.25	0,65	0.0021	0.88	4.42	3.6	0,263	0.009
4 ^{ème} étage	306	0.9	4.51	3.9	0,61	0.0019	1.04	5.18	4.42	0,76	0.0025
5 ^{ème} étage	306	1.01	5.07	4.51	0,56	0.0018	1.17	5.87	5.18	0,69	0.0022
6 ^{ème} étage	306	1.11	5.59	5.07	0,52	0.0017	1.3	6.49	5.87	0,62	0.002
7 ^{ème} étage	306	1.21	6.04	5.59	0,45	0.0015	1.41	7.04	6.49	0,55	0.018

Interprétation des résultats :

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k \max} = 0,0098 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0425 \text{ m}$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k \max} = 0,0108 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0425 \text{ m}$ Vérifiée

VI.5.4.4 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

L’effet P-Δ(effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification à L’effet P-Δ.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm (%))	V_k (KN)	θ_k
ES2	306	34610,96	0,27	1504,21	0,0203	0,263	1433,78	0,02
ES1	306	31265,38	0,57	1477,99	0,04	0,567	1405,45	0,04
RDC	425	28043,88	0,98	1421,55	0,045	1,08	1352,016	0,051
1 ^{er} étage	306	24293,49	0,72	1333,87	0,043	0,85	1271,38	0,052
2 ^{ème} étage	306	20769,69	0,7	1217,49	0,036	0,84	1162,86	0,048
3 ^{ème} étage	306	17245,89	0,65	1079,33	0,037	0,263	1033,57	0,043
4 ^{ème} étage	306	13722,08	0,61	923,39	0,032	0,76	888,09	0,038
5 ^{ème} étage	306	10299,47	0,56	739,77	0,028	0,69	714,34	0,032
6 ^{ème} étage	306	6876,87	0,52	537,62	0,023	0,62	523,58	0,026
7 ^{ème} étage	306	3587,6548	0,45	307,3154	0,019	0,55	304,3783	0,021

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times f_{cJ}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). l'effort sera vérifier à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
ES2+ES1+RDC	65x65	2476.47	0.231	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	65x60	1685.34	0,171	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème}	60x55	947.52	0.103	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème}	50x50	473.07	0,072	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS-2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	ES2	ES1	RDC	01	02	03	04	05	06	07
Poteaux (cm²)	65x65			60x65			55x60	50x50		
Voiles (cm)	20									
P.P (cm²)						35x45				
P.S (cm²)						35x40				

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

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 ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll}
 * 1.35G + 1.5Q & ; * G + Q \\
 * G + Q \pm E & ; * 0.8G \pm E
 \end{array}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- 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 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).

- 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).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

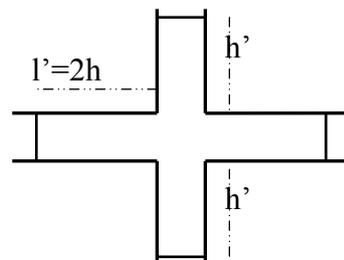


Figure V.1 Zone nodale.

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
ES2+ES1+RDC	65x65	33.8	169	253.5
1+2 et 3 ^{ème} étages	65x60	31.2	156	234
4 et 5 ^{ème} étages	60x55	26.4	132	198
6 et 7 ^{ème} étages	50x50	20	100	150

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

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'élanement 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 IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$.

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 :

$$A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

RPA99.V2003

$$A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

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

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS-2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2 Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
65x65	2476.6	6.46	-371	19.8	104	1373	78.12
65x60	1685.3	4.78	123.6	10.46	111.9	1132.95	73.2

60x55	947.51	-6.98	47.9	6.52	82.92	370.49	57.26
50x50	473.24	9.17	-16.9	4.04	67,4	122.5	49.85

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau de ES2 (65×65)cm²:

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad h = 65\text{cm}$$

$$d = 62\text{cm} \quad ; \quad c' = 3\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous (1.35G+1.5G) : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\max} = 2476.6 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 6.46 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.46}{2476.6} \times 100 = 0.26 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 737.06 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 724.13 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1460 \text{ KN.m}$$

$$724.13 \text{ KN.m} < 1460 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{737.06 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0,21 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.289$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,548\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Calcul de } A : A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$A_1 = \frac{737.06 \times 10^{-3}}{0,565 \times 348} \times 10^4 = 37.49\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 37.49 - \frac{2476.6 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -33.68\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.2.3.1 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)
ES2+ES1+RDC	65x65	5,31	33.8	8HA20+8HA12=34.18
1+2 et 3 ^{ème} étages	65x60	0	31.2	16HA16=32.17
4 et 5 ^{ème} étages	60x55	0	26.4	4HA16+12HA14=26,51
6 et 7 ^{ème} étages	50x50	0,279	20	8HA14+8HA12=21,37

V.2.3.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple poteau de l'entre-sol (65x65):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = 2.81 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D' où : A_t = \frac{3,75 \times 78.12 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} \times 10^4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} = 40 \times 2 \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

$$A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b) = 0,8\%(10 \times 65) = 5.2 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte 6HA10+2HA8=5.72 cm²

V.2.3.3 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	ES1+ES2	RDC	1,2, 3 étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm ²)	65x65	65x65	65x60	60x55	50x50
$\varnothing_{l \max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4
$\varnothing_{l \min}$ (cm)	1.2	1.2	1.6	1.4	1.2
L ₀ (cm)	261	380	261	261	261
L _f (cm)	182,7	266	182,7	182,7	182,7
λg	2.81	4.09	3.045	3.32	3.654
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V _u (kn)	48.825	48.825	76.68	57.38	39.09
L _r (cm)	80	80	64	64	56
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	20	20	15
A ^t _{cal} (cm ²)	1.69	1.69	1.66	1.34	1.09
A ^t _{min} (cm ²)	5.2	3.42	4.73	3.96	3.18
A ^t _{adopte} (cm ²)	5.72	3.58	5.72	4.59	3.58
Nombre des cadres	6HA10 + 2HA8	2HA10 + 4HA8	6HA10 + 2HA8	2HA10 + 6HA8	2HA10 + 4HA8

V.2.4 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 pour exemple le poteau de l'entre-sol2 (65×65):

$$l_0 = 2.61m \text{ et } N_{\max} = 2476.6 \text{ KN.}$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$ Coefficients de sécurité béton, acier.

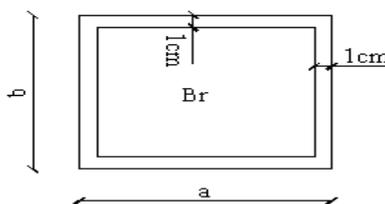


Figure V.2 Section réduite du béton

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 182.7\text{cm}$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,65^2}{12}} \Rightarrow i = 0,188m$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élancement du poteau prise :

$$\Rightarrow \lambda = 9.725 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{9.725}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,837.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (65 - 2) \times (65 - 2) = 3969\text{cm}^2 = 0,3969\text{m}^2$$

$$N_d = 0,837 \times \left[\frac{0,3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 34.18 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 9375.87 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2476.6\text{KN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

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 n (m ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
ES2+ES1	65×65	261	182.7	9.72	0.837	34.18	0.3969	9375.87	2476.6	vérifiée
RDC	65×65	380	266	14.15	0.823	34.18	0.3969	70227.5	2476.6	vérifiée
1,2,3 ^{ème} étages	65×60	261	182.7	9.72	0.837	32.17	0.3654	6600.27	1685.3	vérifiée
4,5 ^{ème} étages	60×55	261	182.7	10.55	0.835	26.51	0.3074	5523.26	947.51	vérifiée
6,7 ^{ème} étages	50×50	261	182.7	12.66	0.828	21.37	0.2304	4148.27	473.24	vérifiée

On voit bien que $N_{max} < N_d$ 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.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

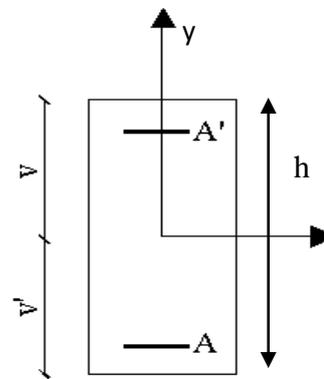


Figure V.3 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	ES2+ES1+RDC	1,2,3 ^{ème} étages	4,5 ^{ème} étages	6, 7 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65 × 65	65 × 60	60 × 55	50 × 50

d (cm)	62	62	57	47
A (cm)	34.18	32.17	26.51	21.37
S (m ²)	0.474	0.438	0.369	0.282
V (cm)	0.357	0.357	0.329	0.275
V' (cm)	0.293	0.292	0.271	0.225
I _{yy'} (m ⁴)	0.0188	0.0175	0.0129	0.0066
N _{ser} (KN)	1804.57	1228	691	346
M _{ser} (KN.m)	4.65	3.55	5.2	6.64
M _{serG} (KN.m)	53.5	3.6	14.4	15.4
σ _{bc1} (MPa)	4.85	3.564	2.263	1.88
σ _{bc2} (MPa)	3	2.217	1.568	0.71
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

c) Vérification des sollicitations tangentes

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d}$ (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.7 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)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<i>ES2+ES1</i>	4225	182.7	2.81	0.04	62	78.12	0.21	1	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	4225	266	4.09	0.04	62	78.12	0.21	1	<i>vérifiée</i>
<i>1,2,3ème étages</i>	3900	182.7	3.045	0.04	62	73.2	0.20	1	<i>vérifiée</i>
<i>4,5ème étages</i>	3300	182.7	3.32	0.04	57	57.26	0.18	1	<i>vérifiée</i>
<i>6,7ème étages</i>	2500	182.7	3.65	0.04	47	49.85	0.12	1	<i>vérifiée</i>

V.2.5 Dispositions constructives

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65\text{cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50\text{cm.}$$

Les schémas de ferraillement des poteaux sont présentés en annexe :

Coupe de poteaux 65x65 **Annexe.III.14**, Coupe de poteaux 65x65 de RDC **Annexe.III.15**,

Coupe de poteaux 65x60 **Annexe.III.16**, Coupe de poteaux 60x55 **Annexe.III.17**, Coupe de poteaux 50x50 **Annexe.III.18**.

V.3 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 donnés par le logiciel **ETABS-2016**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E$$

V.3.1 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 $40 \times \phi$ (zone IIa)

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_t 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.

V.3.2 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 courante	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	35 × 45	7,875	63	94,5
<i>Secondaire</i>	35 × 40	7	56	84

V.3.3 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>ES2+ES1</i>	125.3	-122.62	177.4	131.4	-107.1	163.5
<i>RDC</i>	118.96	-107.5	173.13	151.1	-121.3	186.3
<i>Les étages courants</i>	111.6	-85.03	139.5	144.03	-108.11	177.3

Terrasse inaccessible	80.7	-44.7	100	70.61	-35.4	55.95
-----------------------	------	-------	-----	-------	-------	-------

V.3.4 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 (35×45)

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -122.62 \text{ KN.m.} \\ M_t = 125.3 \text{ KN.m.} \end{cases}$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{122.62 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,108 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,108 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,143 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,396m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{122.62 \times 10^{-3}}{0,396 \times 400} \times 10^4 = 7.74cm^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.3 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,11 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,079 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,147 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,395m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{125.3 \times 10^{-3}}{0,395 \times 400} \times 10^4 = 8cm^2$$

Lesferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.10 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$	N ^{bre} de barres
ES1+ES2	PP	35×45	Appuis	7,74	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	8		8,01	3HA14+3HA12
	PS	35×40	Appuis	8,3	7	8,42	4HA14+2HA12
			Travée	10,4		10,65	3HA16+3HA14
RDC	PP	35×45	Appuis	6,75	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	7,54		8,01	3HA14+3HA12
	PS	35×40	Appuis	8,9	7	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	11,3		12,06	6HA16
Les étages courants	PP	35×45	Appuis	5,3	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	7,01		8,01	3HA14+3HA12
	PS	35×40	Appuis	7,78	7	8,42	4HA14+2HA12
			Travée	10,87		12,06	6HA16
Terrasse inaccessible	PP	35×45	Appuis	2,7	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	4,8		8,01	3HA14+3HA12
	PS	35×40	Appuis	2,43	7	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	5,21		8,01	3HA14+3HA12

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_i le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_i \leq \min\left(\phi_i; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2 ; \frac{45}{35} ; \frac{35}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1,28 ; 3,5)cm$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{35}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1,14 ; 3,5)cm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30cm\right)$.
 - Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11,25cm ; 14,4cm ; 30cm)$ Soit : **$S_t=10cm$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10cm; 14.4cm, 30cm)$ Soit : **$S_t=10cm$**
- **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 : **$S_t=15cm$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : **$S_t=15cm$**

1) **Vérifications des armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575cm^2$$

$$A_t = 2,01 cm^2 > A_{t\min} = 1,575 cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Verification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77cm^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56cm^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{cal}$; 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 $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.11 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Principales	177.4	1,2	3,33	Vérifiée
Secondaires	186.3	1,6	3,33	Vérifiée

D'après les résultats, on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

▪ 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 (KN)	M _a (KN.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	8.01	177.4	-122.62	5.1	-4.23	Vérifiée
Secondaires	12.06	186.3	-121.3	5.4	-5.4	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 la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

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)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-32.6	13.9	126204	3.59	15	Vérifiée
	Travée	53.87	13,9	126204	5.93	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-21.6	14.37	116430	2.67	15	Vérifiée
	Travée	43.05	15.06	126928	5.12	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**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{450} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,031 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,42} = 0,0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \text{ Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,093 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0093 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires sont présentés en annexes :

Entre-sol.1 et 2 **Annexe.III.19**, RDC **Annexe.III.20**, Étages courants **Annexe.III.21**, Terrasse inaccessible **Annexe.III.22**.

V.3.5 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 facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

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.

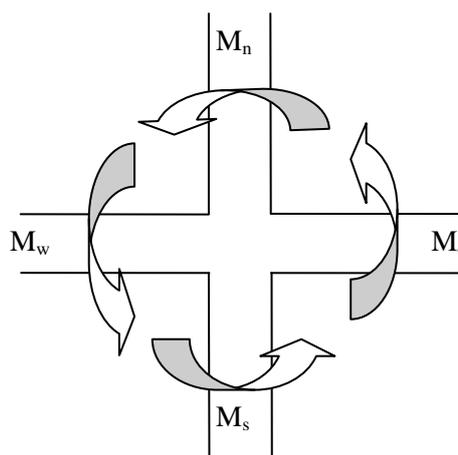


Figure V. 4 Les moments dans la zone nodale

V.3.5.1 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 et de la contrainte limite élastique des aciers.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V 14 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
ES2	0.65	0.585	17.09	347.92
ES1	0,65	0.585	17.09	347.92
RDC	0,65	0.585	17.09	347.92
Etage1	0,65	0.585	16.085	327.46
Etage2	0,65	0.585	16.085	327.46
Etage3	0,65	0.585	16.085	327.46
Etage4	0,60	0,54	13.255	249.09
Etage5	0,60	0,54	13.255	249.09
Etage6	0,50	0,45	10.68	167.25
Etage7	0,50	0,45	10.68	167.25

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)
ES2	0,45	0,405	8,01	112,893
ES1	0,45	0,405	8,01	112,893
RDC	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage1	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage2	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage3	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage4	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage5	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage6	0,45	0,405	8,01	112,893
Etage7	0,45	0,405	8,01	112,893

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
ES2	0,40	0.36	8,42	105.48
ES1	0,40	0.36	8,42	105.48
RDC	0,40	0.36	10.65	133.42
Etage1	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage2	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage3	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage4	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage5	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage6	0,40	0.36	8,42	105.48
Etage7	0,40	0.36	8,42	105.48

V.3.5.2 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 des moments résistants

Niveau	Plan	M _e = M _w	M _s	M _n	1.25×(M _e +M _w)	M _n +M _s	Obs
ES2	Pp	112,893	347.92	347.92	282.23	695.84	Vérifiée
	Ps	105.48	347.92	347.92	263.7	695.84	Vérifiée
ES1	Pp	112,893	347.92	347.92	282.23	695.84	Vérifiée
	PS	105.48	347.92	347.92	263.7	695.84	Vérifiée
RDC	Pp	112,893	347.92	347.92	282.23	695.84	Vérifiée
	Ps	133.42	347.92	347.92	333.55	695.84	Vérifiée
1 ^{ère} étage	Pp	112,893	327.46	327.46	282.23	654.92	Vérifiée
	Ps	105.48	327.46	327.46	263.7	654.92	Vérifiée
2 ^{ème} étage	Pp	112,893	327.46	327.46	282.23	654.92	Vérifiée
	Ps	105.48	327.46	327.46	263.7	654.92	Vérifiée
3 ^{ème} étage	Pp	112,893	327.46	327.46	282.23	654.92	Vérifiée
	Ps	105.48	327.46	327.46	263.7	654.92	Vérifiée
4 ^{ème} étage	Pp	112,893	249.09	249.09	282.23	498.18	Vérifiée
	Ps	105.48	249.09	249.09	263.7	498.18	Vérifiée
5 ^{ème} étage	Pp	112,893	249.09	249.09	282.23	498.18	Vérifiée
	Ps	105.48	249.09	249.09	263.7	498.18	Vérifiée
6 ^{ème} étage	Pp	112,893	167.25	167.25	282.23	334.5	Vérifiée
	Ps	105.48	167.25	167.25	263.7	334.5	Vérifiée
7 ^{ème} étage	Pp	112,893	167.25	167.25	282.23	334.5	Vérifiée
	Ps	105.48	167.25	167.25	263.7	334.5	Vérifiée

Interprétation des résultats

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.4 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 :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1)**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.

1. 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 : $10 \times \phi$

2. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

3. 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 $V=1,4V_u$

4. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la section globale 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.

V.4.2 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 ETABS-2016 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 : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

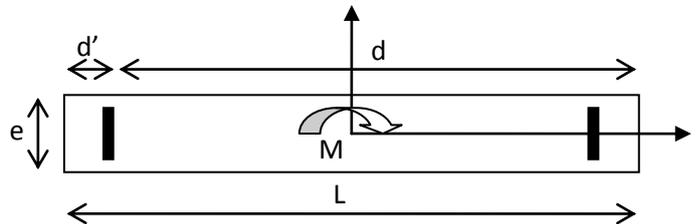


Figure V.5 Schéma d'un voile pleine

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

V.3.3 Calcul des sollicitations

- Sens $x-x'$:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 Sollicitations maximales dans les voiles V_{x1} et $V_{x2}=1.6m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2+ES1+RDC	926.679	14.9355	239.2773	-57.586	350.0248	876.9775	133.61
1,2,3 ^{ème} étages	707.7695	69.461	143.4074	-114.0805	123.9478	629.6389	81.9102
4,5 ^{ème} étages	439.7905	73.1309	74.4277	-97.7791	115.1814	408.388	82.6537
6,7 ^{ème} étages	247.4533	68.8895	16.3131	-70.2364	86.9733	246.766	68.4102

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans les voiles V_{x3} et $V_{x4}=1.2m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2+ES1+RDC	826.817	-5.5151	-157.431	-10.1922	196.5065	517.8676	82.8287
1,2,3 ^{ème} étages	429.3633	-13.1831	68.0834	-4.3065	118.0616	301.7123	20.0338
4,5 ^{ème} étages	247.0954	-80.5125	24.1997	-8.1739	121.6194	224.8326	14.912
6,7 ^{ème} étages	148.6439	-18.9978	-3.6622	-25.4157	141.2041	71.4096	9.388

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans les voiles V_{x5} et $V_{x6}=0.9m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2+ES1+RDC	514.303	13.4665	93.609	-201.6647	192.5413	354.4642	103.9418
1,2,3 ^{ème} étages	415.7802	-7.7731	97.156	-115.0821	119.6634	330.0945	104.7856
4,5 ^{ème} étages	277.6658	20.5283	67.8612	11.0731	91.1903	168.8934	60.2629
6,7 ^{ème} étages	165.6348	-24.5861	17.352	4.0222	64.0617	84.8465	30.4924

Tableau V.21 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x7}=2.1m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	

ES2+ES1+RDC	1155.9467	34.9679	61.2851	-33.674	746.8578	669.0837	354.4718
1,2,3 ^{ème} étages	747.2986	9.7407	256.4135	-16.3646	321.4335	617.8644	205.4888
4,5 ^{ème} étages	459.4884	13.0214	111.2121	-22.1762	195.2029	238.4118	121.7201
6,7 ^{ème} étages	250.302	18.7679	0.8763	-46.6368	158.7491	83.5231	93.767

Tableau V.22 Sollicitations maximales dans les voiles V_{y1} et $V_{y2}=1.6m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2+ES1+RDC	1160.8561	55.9514	-210.471	77.9457	293.7218	835.0547	87.6864
1,2,3 ^{ème} étages	557.9518	-20.3449	91.0416	-13.5412	61.7818	406.121	23.085
4,5 ^{ème} étages	352.1494	5.4034	3.4288	-6.3796	67.3697	310.2786	13.7953
6,7 ^{ème} étages	222.5877	-4.6384	26.1257	-6.7857	59.8277	88.3503	6.5951

Tableau V.23 Sollicitations maximales dans les voiles V_{y3} et $V_{y4}=2.7m$

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(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2+ES1+RDC	1359.6485	1148.920	80.3418	-230.0449	1148.020	1359.648	316.7766
1,2,3 ^{ème} étages	908.5316	39.6022	100.8828	-328.5942	411.7224	845.189	240.7894
4,5 ^{ème} étages	614.5125	196.6055	1.4176	-254.1235	264.272	459.3439	157.2958
6,7 ^{ème} étages	371.2349	159.1982	-27.6518	-95.5276	174.499	176.32	89.0259

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS-2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} .

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
RDC	1160.8561	55.9514	293.7218	835.0547	-210.471	77.9457	87.6864

4.4. Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{\min} et M_{cor} .**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.6\text{m}, d = 1.55\text{m}, e = 0.2\text{m}.$$

$$N_{\min} = -210.471\text{KN}, M_{\text{cor}} = 77.9457\text{KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.370\text{ m} < \frac{l}{2} = 0.8\text{m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

⇒ la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{fst(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{fst(d - d')}$$

Tel que :

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{1.6}{2} - 0.05 \right) + 0.37 = 1.12\text{m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (1.55 - 0.05) - 1.12 = 0.38\text{m}$$

Avec :

$$fst = 400\text{MPa}$$

On aura :

$$A_1 = \frac{210.47 \times 10^{-3} \times 0.38}{400(1.55 - 0.05)} = 1.33\text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{210.47 \times 10^{-3} \times 1.12}{400(1.55 - 0.05)} = 3.94\text{ cm}^2$$

En prend le max entre A_1 et $A_2 \Rightarrow A = 3.94 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 87.6864 \text{ KN.}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 87.6864 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.55} = 0.40 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.40 \times 0.2 \times 0.20}{0.8 \times 400} = 0.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 160 = 6.4 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = L_t \times e \times f_{t28} / f_e = 160 \times 20 \times 2.1 / 400 = 16.8 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.15\% \times e \times L_t = 0.15\% \times 20 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Choix des armatures :

✓ Armatures verticales :

On opte pour chaque face: 10HA12 = 11.31 cm² avec $S_t = 18 \text{ cm}$.

✓ Armatures horizontales :

On opte 2HA10 = 1.57 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Les tableaux suivant illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Tableau V 25 Sollicitations et ferrailage du voiles V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x1.6	0.2x1.6	0.2x1.6	0.2x1.6
N (KN)	926.6791	143.4074	74.4277	16.3131
M (KN.m)	14.9355	114.0805	97.7791	70.2364
V (KN)	133.61	81.9102	82.6537	68.4102

σ_{max} (MPa)	3.07	1.78	1.38	0.087
σ_{min} (MPa)	2.72	-0.89	-0.91	-0.77
Section	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	0.65	0.40	0.40	0.33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	0	0.035	0.64	0.93
A_{min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
A adopté /face	7.85	7.85	7.85	7.85
N^{barre} /face	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	0.81	0.50	0.51	0.42
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V 26 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x1.2	0.2x1.2	0.2x1.2	0.2x1.2
N (KN)	-157.431	429.3633	224.8326	71.4096
M (KN.m)	10.1922	13.1831	121.6194	141.2041
V (KN)	82.8287	20.0338	14.912	9.378
σ_{max} (MPa)	-0.86	2.06	3.47	3.34
σ_{min} (MPa)	-0.44	1.51	-1.59	-2.64
Section	S.E.T	S.E.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	0.54	0.13	0.12	0.061
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	2.19	0	0	2.21
A_{min} (cm ²)	6.3	3.6	3.6	3.6
A adopté /face	9.05	6.28	6.28	6.28
N^{barre} /face	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	0.67	0.13	0.12	0.075
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

S_t (cm)	20	20	20	20
------------	----	----	----	----

Tableau V 27 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} et V_{x6} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x0.9	0.2x0.9	0.2x0.9	0.2x0.9
N (KN)	93.6891	97.156	168.8934	84.8465
M (KN.m)	201.6647	115.08221	91.1903	64.0617
V (KN)	103.9418	104.7856	60.2629	30.4924
σ_{max} (MPa)	7.98	4.80	4.32	2.84
σ_{min} (MPa)	-6.95	-3.72	-2.43	-1.90
section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	0.89	0.91	0.52	0.26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	5.04	2.24	0.59	0.82
A_{min} (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A adopté /face	6.79	4.71	4.71	4.71
N^{barre} /face	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	1.12	1.13	0.52	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8

Tableau V 28 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x7} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x2.1	0.2x2.1	0.2x2.1	0.2x2.1
N (KN)	669.0837	747.2986	459.4884	83.5531
M (KN.m)	746.8578	9.7407	13.0214	158.7491
V (KN)	354.4718	205.4888	121.7201	93.767
σ_{max} (MPa)	6.67	1.84	1.18	1.28
σ_{min} (MPa)	-3.49	1.71	1.01	-0.88
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C
τ (MPa)	1.31	0.76	0.45	0.35
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5

A_{cal} (cm ²)	1.41	0	0	0.89
A_{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3	6.3
A adopté /face	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{barre} /face	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	19	19	19	19
A_h^{cal} (cm ²)	1.64	0.96	0.56	0.43
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V 29 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} et V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x1.6	0.2x1.6	0.2x1.6	0.2x1.6
N (KN)	-210.471	557.9518	3.4288	222.5877
M (KN.m)	77.9457	20.3449	6.3796	4.6384
V (KN)	87.6864	23.085	13.7353	6.5951
σ_{max} (MPa)	-1.57	1.98	0.085	0.75
σ_{min} (MPa)	-0.26	1.51	-0.064	0.64
Section	S.E.T	S.E.C	S.P.C	S.E.C
τ (MPa)	0.40	0.11	0.066	0.032
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	3.93	0	0.06	0
A_{min} (cm ²)	8.4	4.8	4.8	4.8
A adopté /face	11.31	7.85	7.85	7.85
N^{barre} /face	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	0.51	0.14	0.083	0.040
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V 30 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} et V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	E. sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
Section (m ²)	0.2x2.7	0.2x2.7	0.2x2.7	0.2x2.7
N (KN)	230.0449	100.8828	1.4176	-27.6518
M (KN.m)	80.3418	328.5942	254.1235	95.5276
V (KN)	316.7766	240.7894	157.2958	89.0259
σ_{max} (MPa)	1.09	1.54	1.048	-0.44
σ_{min} (MPa)	-0.79	-1.16	-1.043	0.34
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	0.91	0.69	0.45	0.26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	1.17	1.85	2.39	1.25
A_{min} (cm ²)	8.1	8.1	8.1	8.1
A adopté /face	12.57	12.57	12.57	12.57
N^{barre} /face	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	1.14	0.87	0.57	0.32
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{barre} /face	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Le schéma de ferrailage du voile de contreventement est présenté en **Annexe.III.23**

V.5 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 le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS-2016.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmittance des différents charges venues de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations**VI.2.1. Les différents types de fondation**

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole , filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.2.2. 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.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2,5m \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol on permet de déterminer les caractéristiques suivantes :

D (encrage)=2,5m, $Q_{adm}=1.50$ bar(contrainte admissible), $C=0.33\text{KN/m}^2$ (Cohésion),
 $\gamma=19.3$ KN/m³(Poids volumique), $\theta =11.53^\circ$ (angle de frottement interne)

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. 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 : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

N= 1804.57KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS-2016

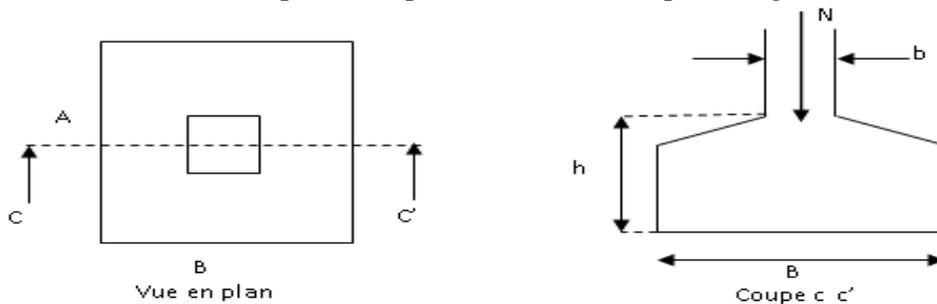


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

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 :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{1.8}{0.15}} = 3.47 \text{ m}$$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 3,30 m ; On remarque qu’il y’a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d’être la plus sollicitée.

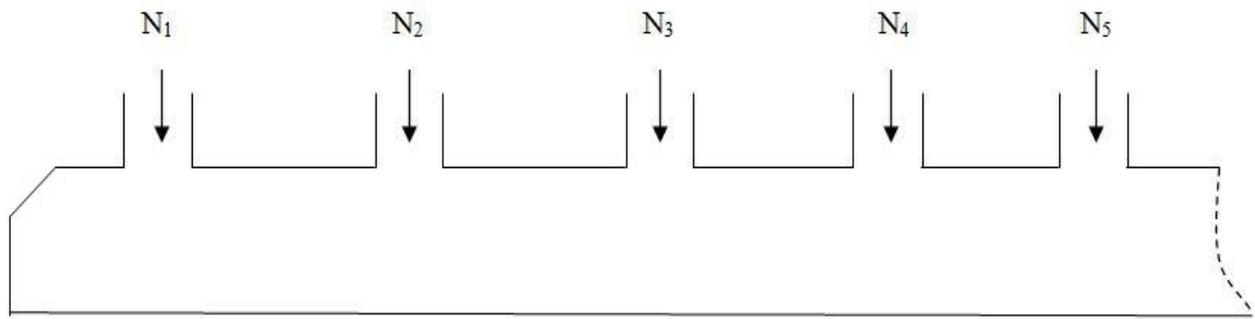


Figure VI.2. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

Tableau VI.1 : Effort normal provenant du poteau

N_i (KN)	
N1=1430.59	N4=1503.01
N2=1804.57	N5=1795.55
N3=1608.61	N6=1427.85

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 9570.17 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9570.17}{150 \times 21.6} = 2.95 \text{ m}$$

Calcul le taux des surfaces des semelles :

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{254.9}{285.12} = 89.4 \%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles filantes dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment. Donc, nous adoptons un radier général

VI .2.4.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures , h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 4,5m$

Ce qui donne : $h_t \geq 45cm$, $h_r \geq 22,5cm$

➤ 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

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,51m$$

Soit : $h_t = 0,65m$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{38.67}{0,15} = 257.8m^2$

$$S_{\text{radier}} = 257.8m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 285.12m^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

2. Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement

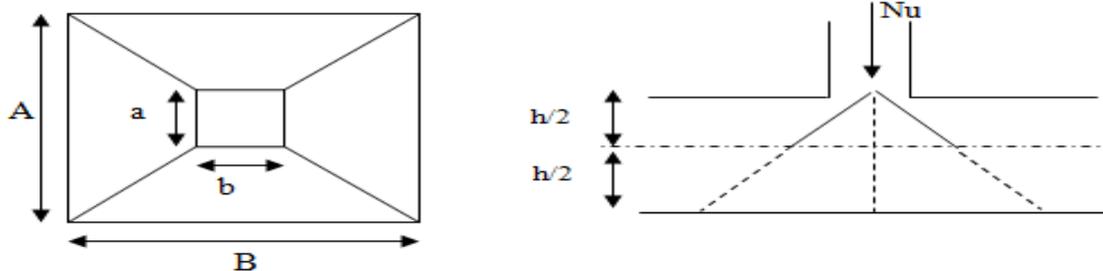


Figure VI.3 Zone de contact poteau- radier

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.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,65m$, $b = 0,65m$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,65 = 1,3 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,65 = 1,3 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.2m$$

$$N_d = 1.8MN \leq 0,045 \times 5.2 \times 0,65 \times \frac{25}{1,15} = 3.31MN \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15 MPa \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 4139.9 m^4 \text{ et } X_G = 10.8m \quad ; \quad I_y = 11085.5 m^4 \text{ et } Y_G = 6.6m$$

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 38.671 MN ; M_x = 30.429 MN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{38.671}{285.12} + \frac{30.429}{4139.9} 6.6 = 0,184 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{38.671}{285.12} - \frac{30.429}{4139.9} 6.6 = 0,087 MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = 0,159 MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 MPa \text{Non vérifiée}$$

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 38.671 MN ; M_y = 32.476 MN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{38.671}{285.12} + \frac{32.476}{11085.5} \times 10.8 = 0,167 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{38.671}{285.12} - \frac{32.476}{11085.5} \times 10.8 = 0,104 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = 0,151 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Non vérifiée

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord La nouvelle surface du radier est :

$S = 285.12 + 21.6 = 306.72 \text{ m}^2$
 $I_x = 5153.9 \text{ m}^4$ et $X_G = 10.8 \text{ m}$; $I_y = 11925.3 \text{ m}^4$ et $Y_G = 7.1 \text{ m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

❖ **Sens X-X**

- ❖ $\begin{cases} \sigma_{max} = 0,167 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = 0,084 \text{ Mpa} \end{cases}$
- ❖ $\sigma_{moy} = 0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

❖ **Sens Y-Y**

- ❖ $\begin{cases} \sigma_{max} = 0,155 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = 0,097 \text{ Mpa} \end{cases}$
- ❖ $\sigma_{moy} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x-x : $e = \frac{30.43}{38.671} = 0,79 \text{ m} < \frac{21.6}{4} = 5.4 \text{ m}$

Sens y-y : $e = \frac{32.47}{38.671} = 0,84 \text{ m} < \frac{13.2}{4} = 3.3 \text{ m}$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Condition de cisaillement :**

$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28}$

$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1 \text{ m}}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{38671.0227 \times 4,5 \times 1}{2 \times 306.72} = 283.69 \text{ KN}$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{283.69 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,23m$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{283.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 1.23Mpa \leq \tau_{adm} = 1.25Mpa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 38671.02 \text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2,5\text{m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 306.72 \text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 38671.02 \text{KN} \geq 1,15 \times 2,5 \times 306.72 \times 10 = 8818.2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité 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.

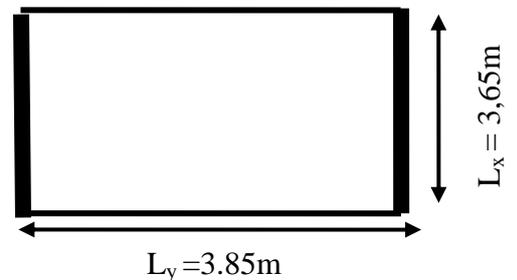
$L_x = 3.65\text{m}$ et $L_y = 3.85\text{m}$.

$N_u = 53035.3529 \text{KN}$

$N_s = 38671.02 \text{KN}$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{KN/m}^2.$$



VI.4: Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{53035.3529}{306.72} + 1,35 \times 7.5 \Rightarrow q_u = 183.04 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{38671.02}{306.72} + 7.5 = 133.58 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{3.85} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,041 \times 183.04 \times 3,65^2 = 99.98 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 88.73 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 84.98 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 75.42 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -49.99 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -44.37 \text{KN.m} \end{cases}$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 85.96 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 79.39 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 73.066 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 67.48 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -42.98 \text{KN.m} \\ M_a^y = M_a^y = -0.5 \times M_y = -39.69 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,3) \text{m}^2$

➤ **Calcul de A_{min}**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.95}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,46\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2,4\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **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.2 : Ferrailage du radier

Position	Sens	M _u KN.m	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	84.98	9.46	2,46	7HA14=10.78	14
	Selon y	75.42	8.38	2,4	6HA14=9.24	16
En appuis	Selon x-y	49.99	5.45	2,46	5HA12=5.65	20

L'ELS

• **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ' _{bc} (Mpa)	Obs	σ _{st} (Mpa)	σ' _{st} (Mpa)	Obs
En travée	X-X	73.066	9.07	15	Vérifiée	278.04	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	67.48	7.98	15	Vérifiée	297.58	201,633	Non vérifiée
En appuis	X-Y	42.98	6.18	15	Vérifiée	304.15	201,633	Non vérifiée

Recalcul des armatures à **L'ELS**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	β (10 ⁻²)	α	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	73.066	10.78	0.58	0.13	15.12	8HA16=16.08	12
	Selon y	67.48	9.24	0.54	0.11	13.9	7HA16=14.07	14
En appui	Selon x	42.98	5.65	0.34	0.1	8.67	6HA14=9.24	16

Le schéma de ferrailage de la dalle du radier est présenté en **Annexe.III.24**

➤ Ferrailage du débord

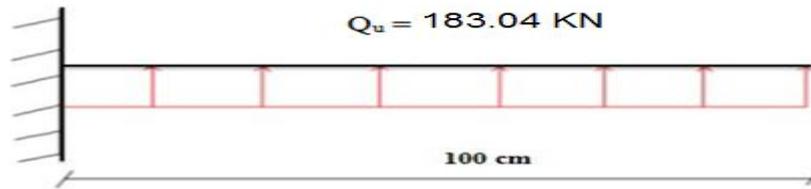


Figure VI.5. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 91.52 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	S _t (cm)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
- 91.52	10.22	3,02	10.78	7HA14	14	2.7	4HA12=4,52

➤ Verifications à l'ELS

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{133.58 \times 1^2}{2} = - 66.79 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)	Obs.
Travée	- 66.79	7.87	75423	6.97 < 15	Vérifiée	254.15 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.7. Section d'armateur du débord à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	β 10 ⁻²	α	A _{cal} cm ² /ml	A _{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S _t cm	A _r cm ² /ml	A _{r adop} cm ² /ml
Travée	- 66.79	0.53	0.12	13.75	14.07	7HA16	14	3.52	4HA12=4.52

Le schéma de ferrailage du débord est présenté en **Annexe.III.25**.

4. Ferrailage des nervures

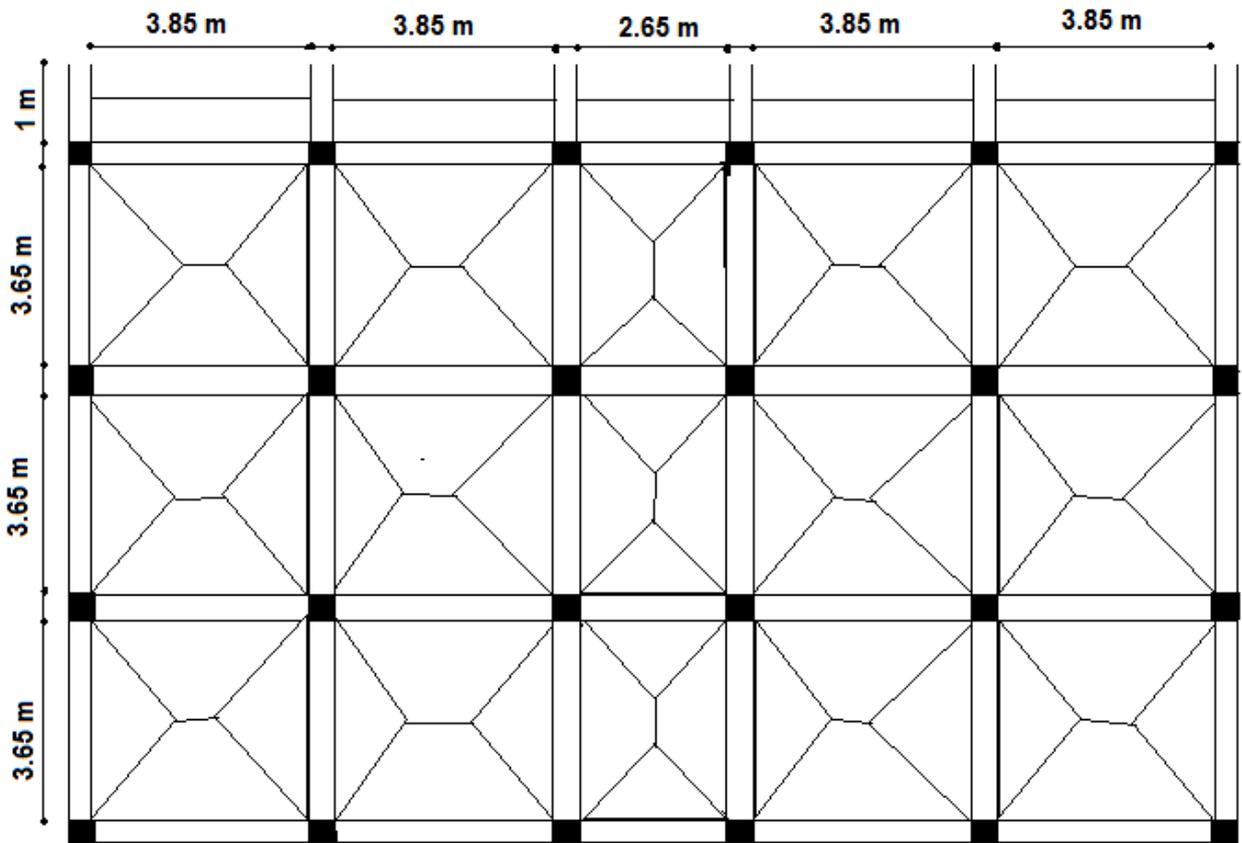
La nervure est une poutre encr e dans les fondations sollicite par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

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 trap ezoidales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{max} = 4,5m$

Cas de charge équivalente

- **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :** $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=n} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=n} l_{xi}}$
- **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 trap ezoidales :** $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$
 $q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{2}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{2}) \times l_{xd}$

Figure. VI. 6 : Schéma de rupture des dalles de radier.



➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelles (ferraillé 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 : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{T.R} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{T.I} \end{cases}$

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**

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

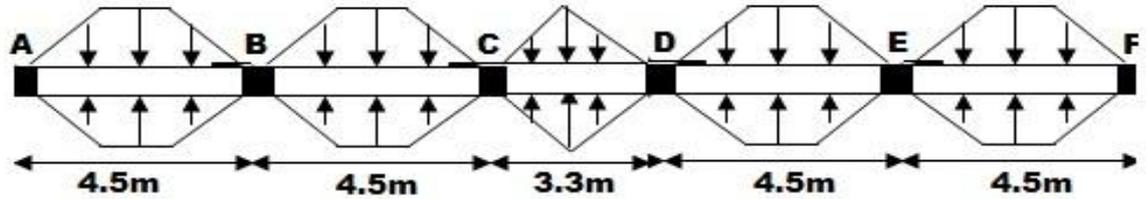
Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

- Sens x-x

Figure.VI.7 Sollicitations sur les nervures dans le sens x



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x à l'ELU.

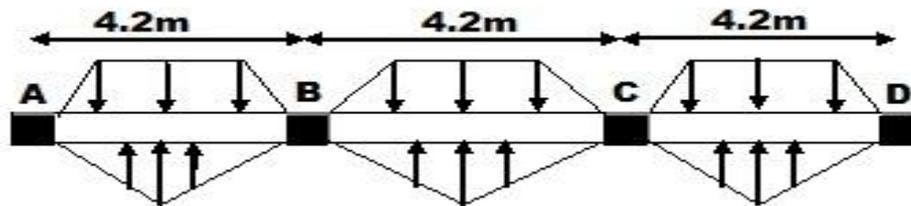
Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V (KN)
				M_g	M_d			
A-B	4.5	4.5	467,11	0	934,77	1.805	761.18	1258.72
B-C	4.5	3.6	467,11	934,77	523,07	2.446	462.41	1142.49
C-D	3.3	2.64	323,371	523,07	523,07	1.65	-82.88	533.562
D-E	4.5	3.6	467,11	523,07	934,77	2.054	462.41	1142.49
E-F	4.5	4.5	467,11	934,77	0	2.695	761.18	1258.72

Tableau VI.9 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x à l'ELS.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V (KN)
				M_g	M_d			
A-B	4.5	4.5	340,89	0	682.18	1.805	555.5	918.6
B-C	4.5	3.6	340,89	682.18	381.73	2.446	337.46	833.77
C-D	3.3	2.64	235.99	381.73	381.73	1.65	-60.49	389.38
D-E	4.5	3.6	340,89	381.73	682.18	2.054	337.46	833.77
E-F	4.5	4.5	340,89	682.18	0	2.695	555.5	918.6

- Sens y-y

Figure.VI.8 Sollicitations sur les nervures dans le sens y



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y a ELU.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$	V (KN)
				M_g	M_d			
A-B	4.3	4.3	456,25	0	833.68	1.725	678.86	1174.82
B-C	4.3	3.44	456,25	833.68	833.68	2.15	220.83	980.94
C-D	4.3	4.3	456,25	833.68	0	2.575	678.86	1174.82

Tableau VI.11 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y a ELS.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KN.m)$		X (m)	$M_t(KN.m)$	V (KN)
				M_g	M_d			
A-B	4.3	4.3	332.97	0	608.42	1.725	495.43	857.38
B-C	4.3	3.44	332.97	608.42	608.42	2.15	161.16	715.886
C-D	4.3	4.3	332.97	608.42	0	2.575	495.43	857.38

• **Ferrailage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=65\text{cm}$

$h_0=30\text{cm}$

$b_0=65\text{cm}$

$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$

$\Rightarrow \text{Sens } x; b \leq \min\left(\frac{2.65}{10}; \frac{3.85}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,18\text{m.}$

$\Rightarrow \text{Sens } y; b \leq \min\left(\frac{3.65}{10}; \frac{3.65}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.38\text{m.}$

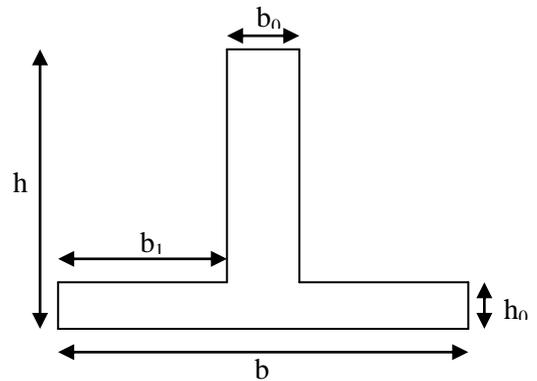


Fig. VI. 9: Section à ferrailer.

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.12 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	761.18	37.69	11,83	42.02	6HA25+4HA20
	Appui	934.77	47,06	5,07	49.09	10HA25
Y-Y	Travée	678.86	33,05	8,45	33.18	1HA25+9HA20
	Appui	833.68	41.08	5,07	42.02	6HA25+4HA20

➤ **Les Vérifications**

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 18.57; 65)\text{mm}$

Soit $\phi_t = 10\text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14\text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{ cm.}$

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1258.72 \times 10^{-3}}{1,18 \times 0,47} = 2.27 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1174.82 \times 10^{-3}}{1,38 \times 0,47} = 1,81 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs
X-X	Travée	555.5	8.17	15	240.3	201,63	Non Vérifiée
	Appui	682.18	9.51	15	254.6	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	495.43	7.19	15	266.4	201,63	Non vérifiée
	Appui	608.42	8.09	15	261.15	201,63	Non vérifiée

Recalcule à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Sens	Position	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
X-X	Travée	555.5	42.02	50.56	4HA32+4HA25=51.81
	Appui	682.18	49.09	62.85	8HA32=64.34
Y-Y	Travée	495.43	33.18	44.46	2HA32+6HA25=45.53
	Appui	608.42	42.02	55.2	6HA32+2HA25=58.07

Les schémas de ferrailage des nervures sont présentés comme suit :

Selon X en **Annexe.III.26**. Selon Y en **Annexe.III.27**

VI.3 Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de 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.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=2,5m$.
- Epaisseur : $e=20cm$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 19.3KN/m^3$
- angle de frottement : $\varphi = 11.53^\circ$
- Cohésion : $C=0.33 KN/m^2$

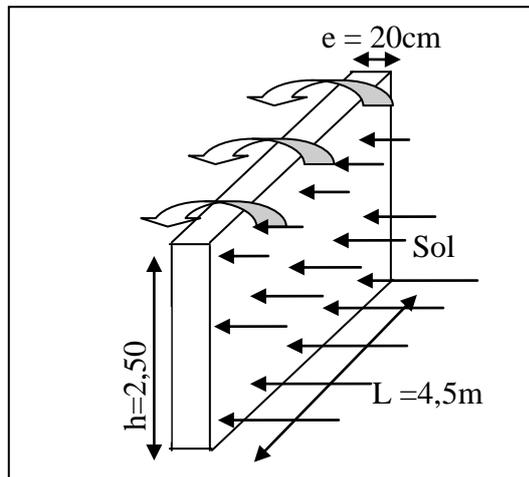


Figure VI.10 : Schéma du mur périphérique

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux de dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 KN/m^2$.

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 19.3 \times 2,5 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11.53}{2} \right) - 2 \times 0.33 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11.53}{2} \right) = 31.64 KN/m^2$$

b) Charge due à la surcharge accidentelle

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{11.53}{2} \right) = 6.67 \text{ KN / m}^2$$

Ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 52.72 \text{ KN/m.}$$

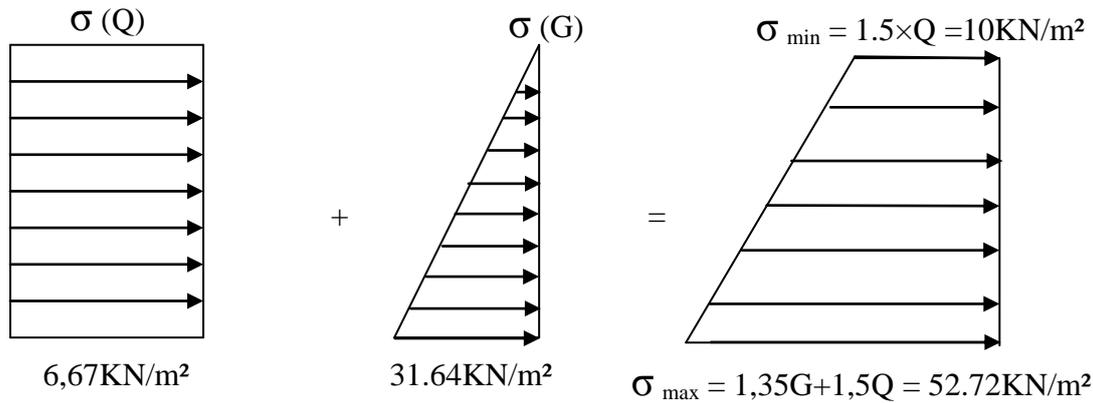


Fig. VI.11: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,5 \text{ m}; \quad L_y = 3.85 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 42.04 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 42.04 \text{ KN / ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0751 \times 42,04 \times 2,5^2 = 19,74 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,3613 \times 19.74 = 7.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 16.77 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 6.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_a^x = -0,5 \times M_x = -9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 \times M_y = -3.56 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	16.77	2,9	1.88	3,14	4HA10
	Y-Y	6.06	1.03	1.6	3,14	4HA10
Appui		-9.87	1,69	1.8	3,14	4HA10

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Vérifications

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,65 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,65) \times 100 \times 20 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

A_t > A_{min} condition vérifiée.

A_a > A_{min} condition vérifiée.

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{42.04 \times 2,5}{2} \times \frac{3.85^4}{2,5^4 + 3.85^4} = 44.62KN \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{42.04 \times 3.85}{2} \times \frac{2,5^4}{2,5^4 + 3.85^4} = 12.22KN. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{44.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,26MPa < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{12.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,072 < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 31.64 + 6.67 = 38.31KN / m^2.$$

$$\sigma_{min} = Q = 6.67KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.4KN / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 30.4 KN/m$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 19.27KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 10.09KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 16.38KN.m \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 8.58KN.m \end{cases}$

- **Moments en appui** $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -9.87KN.m \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -3.56KN.m \end{cases}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

Localisation	Sens	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Obs
Travée	X-X	16.38	5.82	15	329.94	201,63	Non Vérifiée
	Y-Y	8.58	3.05	15	172.3	201,63	vérifiée
Appui		9.64	3.42	15	194.08	201,63	vérifiée

Recalculé à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Localisation	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm^2/ml)	A_{SER} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)
Travée	X-X	16.38	3.14	5.27	5HA12=5.65

VI.2.7 : Schéma statique d'un voile périphérique

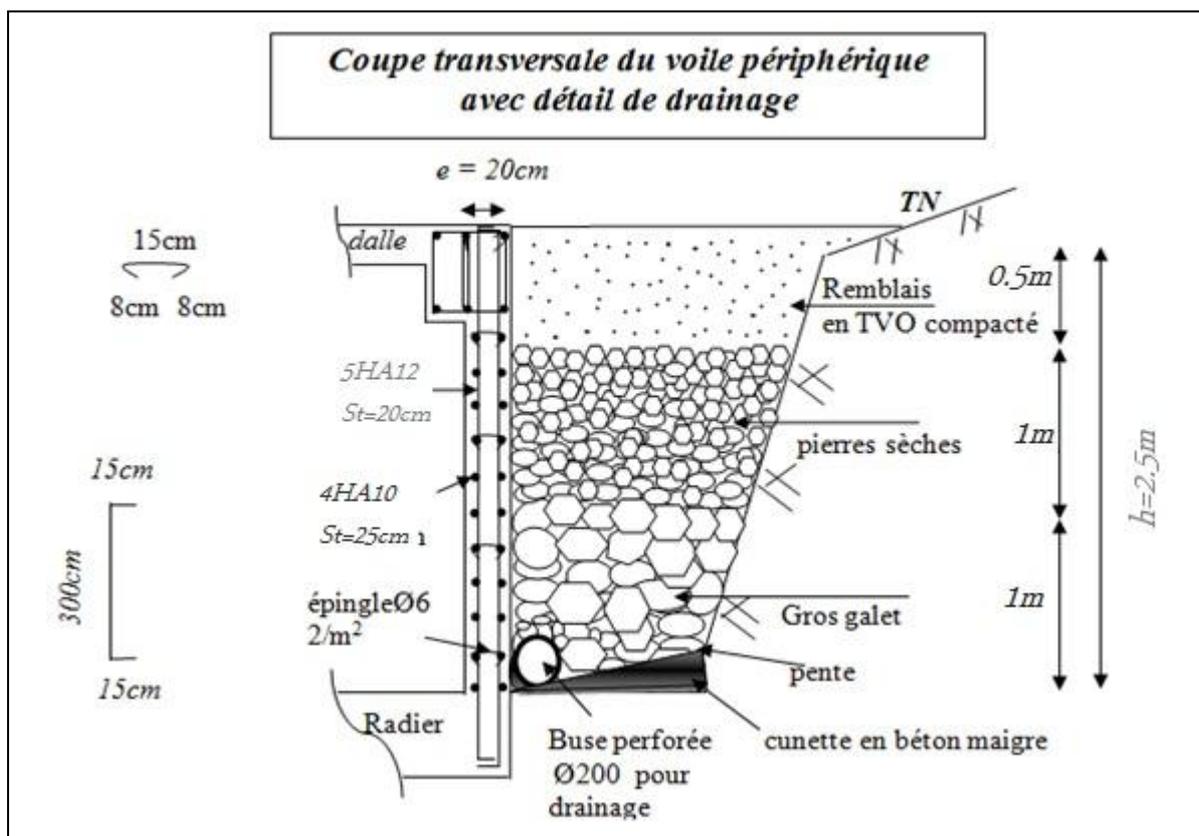


Figure.VI.12 schéma du voile périphérique avec détail de drainage.

Le schéma de ferrailage de voile périphérique est présenté en **Annexe.III.28**.

VI.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. 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 à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante, donc nous avons adopté un radier nervuré.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS-2016, Auto-cad.... etc. Les points importants tirés de cette étude sont :

- 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.
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.
- La bonne disposition des voiles, est une facture plus importante que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 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.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes qui induisent le choix des semelles isolées ou filantes.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer et élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Références bibliographiques

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

LOGICIELS :

- ETABS-2016.
- WORD 2010.
- EXCEL 2010
- AUTO-CAD V2009.

I.1. Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié est l'étude d'un bâtiment (R+7) + 2 entre sol.

Ce bâtiment est situé à Bejaia (Kherrata), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

I.3. Caractéristiques de la structure**I.3.1. Caractéristiques géométriques**

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- ✓ Longueur du bâtiment..... $L_x = 23,60$ m
- ✓ Largeur du bâtiment $L_y = 15,60$ m
- ✓ La hauteur des entres sols $h_{es} = 3,06$ m
- ✓ La hauteur de RDC..... $h_{rdc} = 4,25$ m
- ✓ La hauteur des étages courants..... $h_{ec} = 3,06$ m
- ✓ La hauteur totale..... $H_t = 31,79$ m

I.3.2. Données géotechnique du site

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

- Une contrainte de sol de 1,5 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2,5 m.
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.

I.3.3. Eléments de l'ouvrage

- ❖ **Les planchers :** Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il existe deux types :

- ✓ **Les planchers en corps creux** : sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé.
- ✓ **Les planchers en dalle plein** : Ce sont des éléments horizontaux, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.
- ❖ **Poutres** : sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Poteaux** : Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.
- ❖ **Voiles** : Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé.
- ❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.3.4. Les éléments de remplissages

❖ La maçonnerie

- **Les murs extérieurs**: Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses, séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs de séparation intérieure**: seront en une seule paroi de brique de 10cm.

I.4. Etats limites de calculs :

I.4.1. Définition :

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ces éléments est strictement vérifiée. On distingue deux états limites :

a) Etat limite ultime : Cet état correspond à la capacité portante maximale d'un ouvrage, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. On distingue dans ce cas trois états limites :

- 1) **Un état limite d'équilibre statique :** concerne la stabilité de l'ouvrage ; une construction ne doit pas se renverser ni glisser sous l'effet de l'ensemble des charges qui lui sont appliquées (pas de renversement).
- 2) **Un état limite de résistance :** concerne la non rupture de l'ouvrage, qui correspond à la détermination des quantités d'armatures à placer dans un volume de béton (pas de rupture).
- 3) **Un état limite de stabilité de forme :** Les pièces doivent résister au risque de flambement.

b) Etat limite de service : C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation (exploitation) normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue trois états limites:

- 1) **Etat limite d'ouverture des fissures :** la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage, fonctions d'étanchéité.
- 2) **Etat limite de déformation :** des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres : fissurations de cloisons ou de carrelages sur une dalle trop fléchie par exemple.
- 3) **Etat limite de compression du béton :** des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments.

I.5. Caractéristiques des matériaux

I.5.1. Béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons. Ses principaux constituants sont :

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influencent la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

I.5.1.2. Caractéristiques du béton

I.5.1.2.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

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

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = j \geq 28$ jours

Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa.

I.5.1.2.2. Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1,12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; donc: $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

I.5.1.3. Contrainte limite

a) **Contrainte limite à la compression** (Art 4 –3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} .$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.

- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Notre cas on prend ; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$: $\theta = 1$

b) **Contraintes de service à la compression** (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{MPa}$$

Notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.5.1.4. Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours comprennent le retrait et le fluage est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
CBA93(Art. A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :
$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.5.1.5. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1,211 BAEL91)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible τ_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour les situations durables.} \\ 4,34MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

I.5.2. Acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, forment un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, et sa limite d'élasticité. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

I.5.2.1. Principales armatures utilisés :

❖ Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont ; \emptyset (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50) mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique: $f_e=400Mpa$.
- Contrainte admissible: $\sigma_s=348Mpa$.
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 Mpa$.

❖ Treillis soudés

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, sont disponible avec les diamètres suivants : \emptyset (6,8,10,12,14).

I.5.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité d'acier.

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

✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ [MPa]}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

I.6. Action et sollicitations de calcul

I.6.1. les actions :

C'est l'ensemble des forces dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

a) Les actions permanentes (G) : Leurs intensités sont constantes, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

c) Les actions accidentelles : Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement comme : les chocs, les séismes, les explosions et les feux.

I.6.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

G_{max} et G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable (max) et favorable (min) à la justification de la résistance de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

a) Combinaison d'action à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ Situation durable:

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+\gamma_{Q1}Q_1+\sum 1.3\psi_{0i}Q_i \quad (\text{A.3.3,21 BAEL91})$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

ψ_{0i} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

➤ **Situations accidentelles :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (\text{A.3.3,22 BAEL91})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

b) Combinaison d'action à l'EL S :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3,3 BAEL91})$$

c) Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables	{	ELU : $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ ELS : $G + Q$
Situations- accidentelles	{	$G + Q \pm E.$ $G + Q \pm 1.2E.$ (Pour les portiques auto-stables) $0.8 \times G \pm E.$

- Avec :
- G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : l'action du séisme.

I.7. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etat Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

I.8. Conclusion

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
$\gamma_s = 1.15$	$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	

Annexe I

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$\begin{aligned} & \mathbf{Lx \times Ly} \\ & \mathbf{Avec Lx < Ly} \\ & \mathbf{\rho = 0.9} \end{aligned}$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042		
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032		

Annexe II

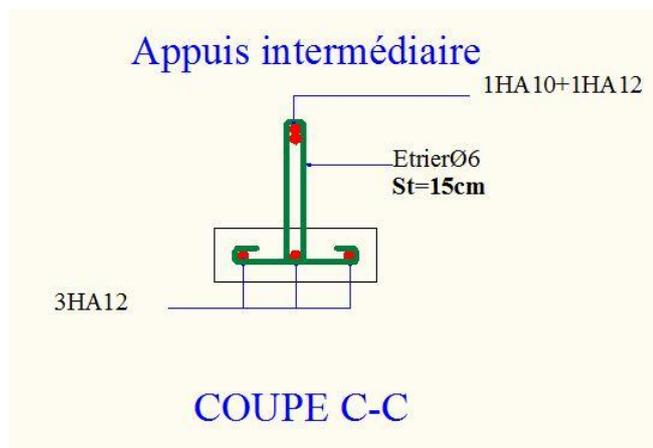
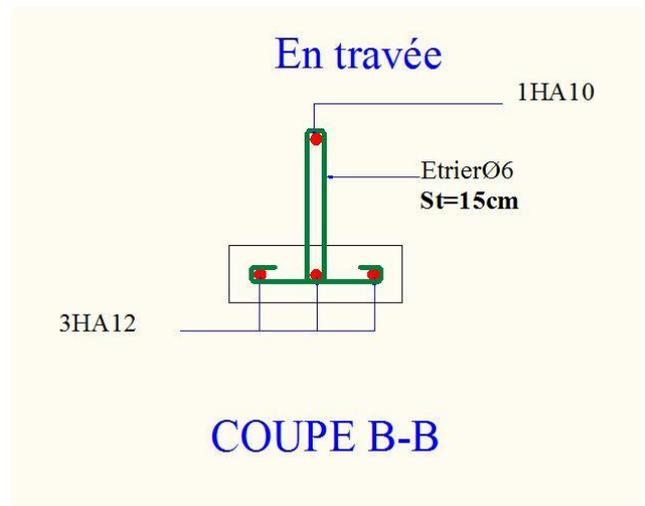
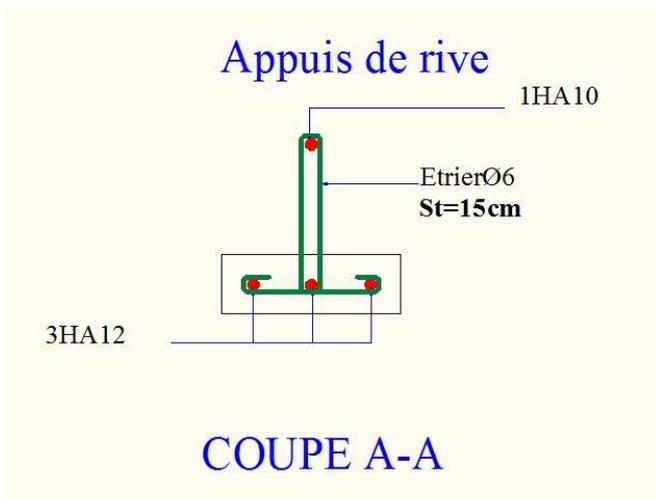
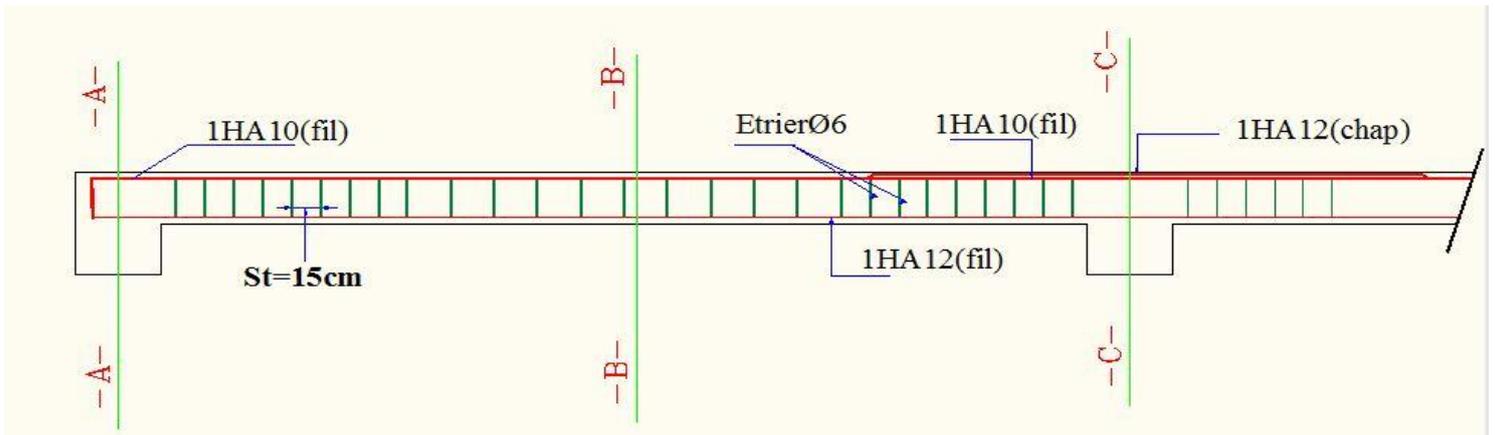
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

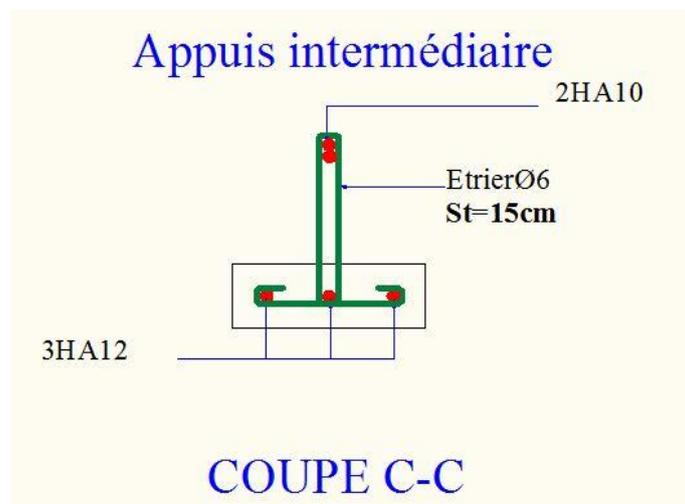
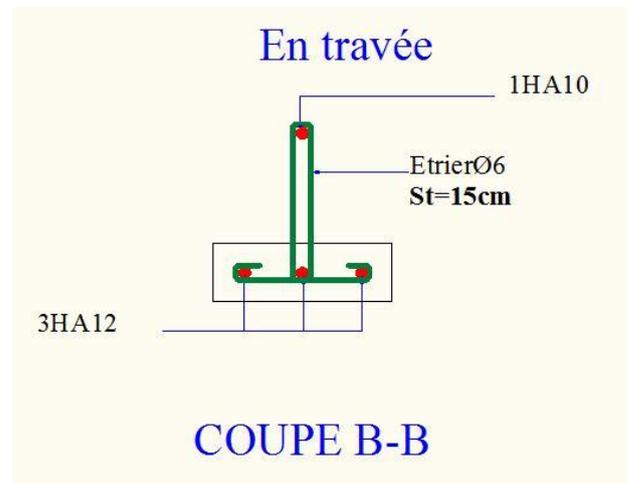
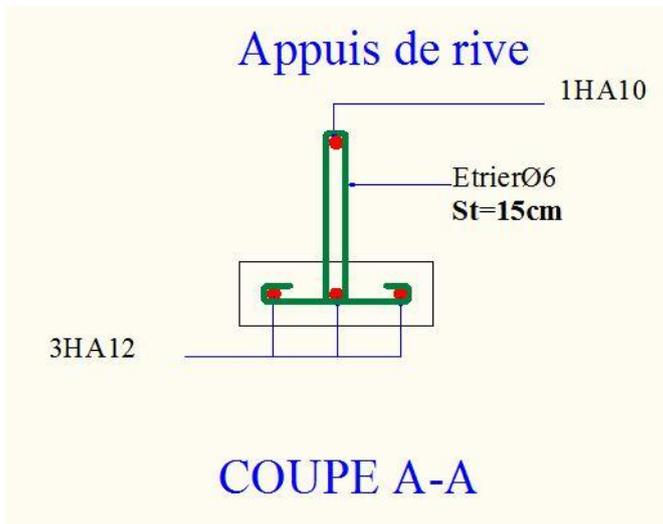
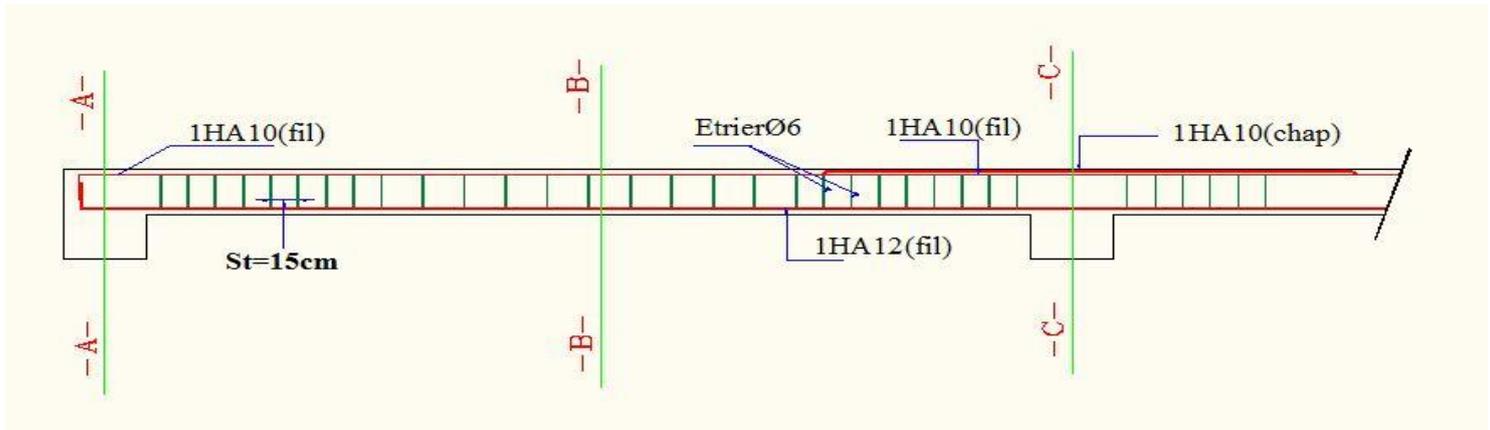
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe II

Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

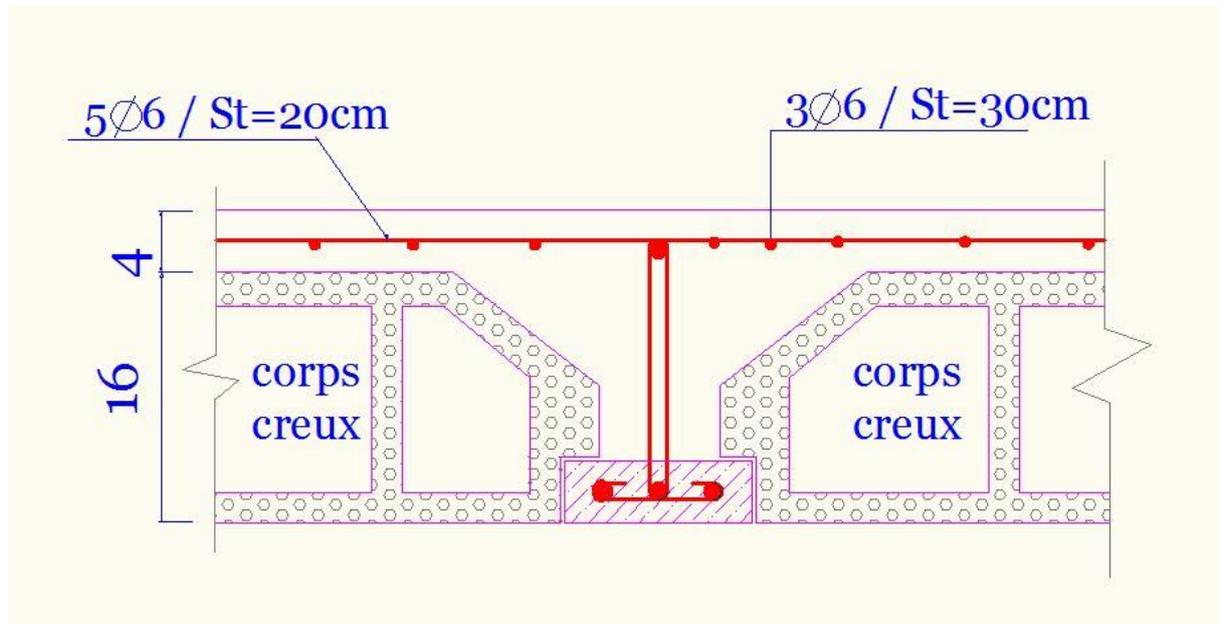


Ferrailage des poutrelles du plancher d'étage courant



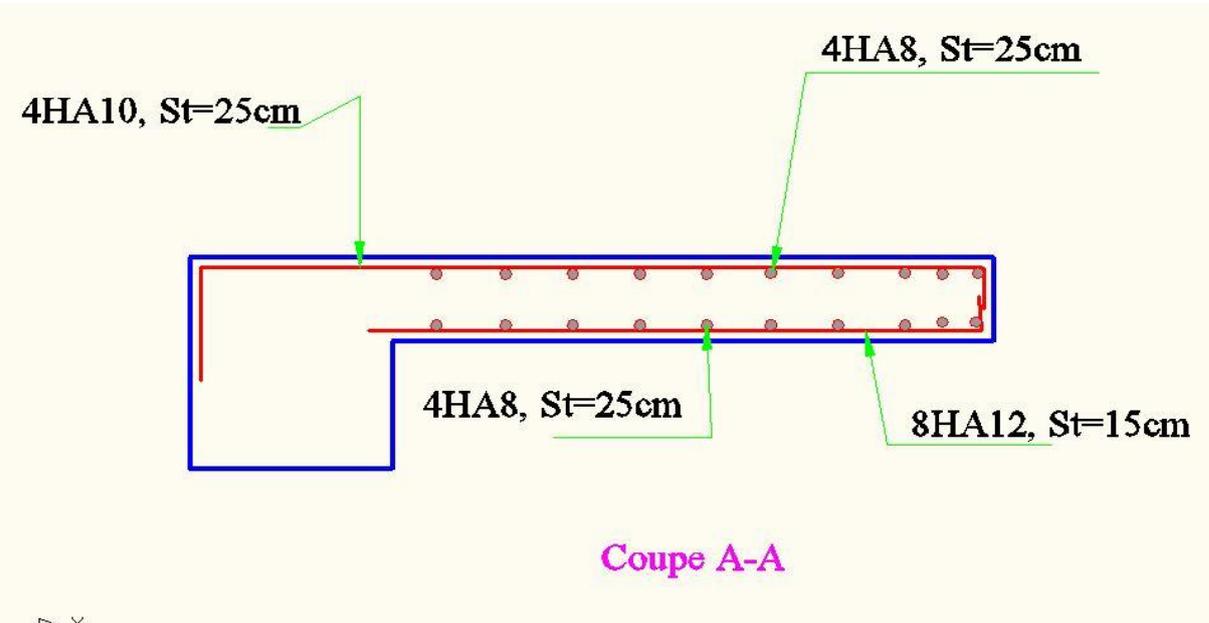
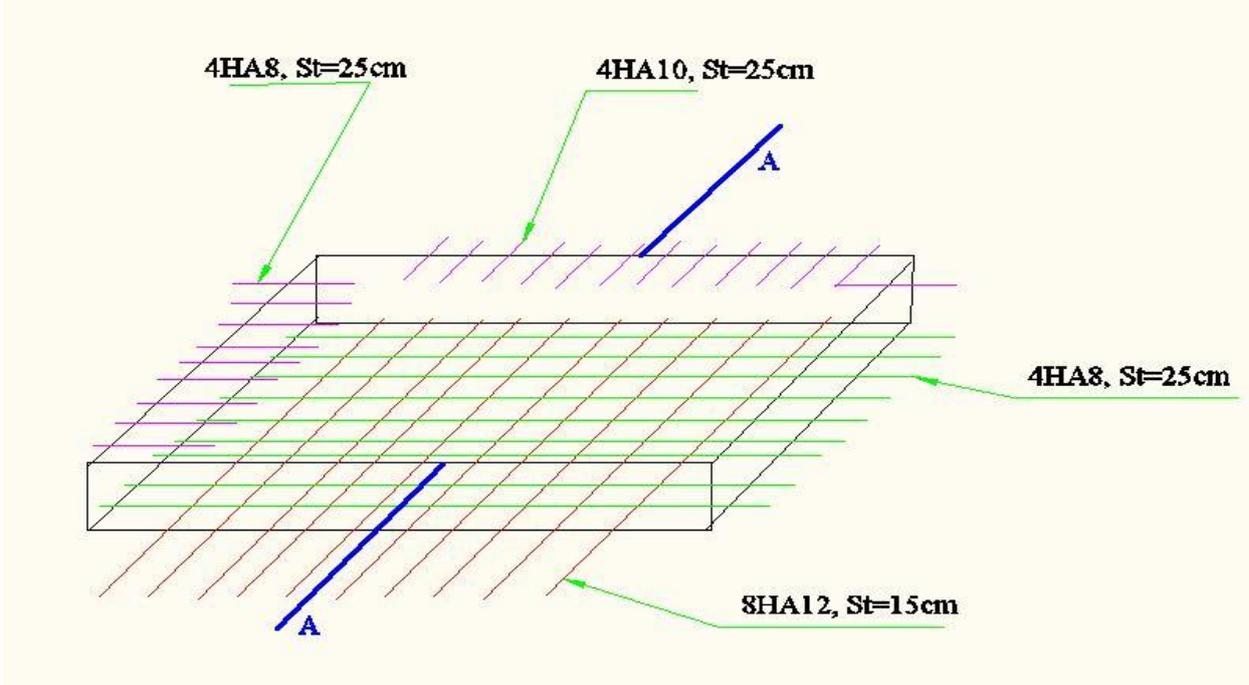
Annexe.III.2.

Schéma de ferrailage de la dalle de compression



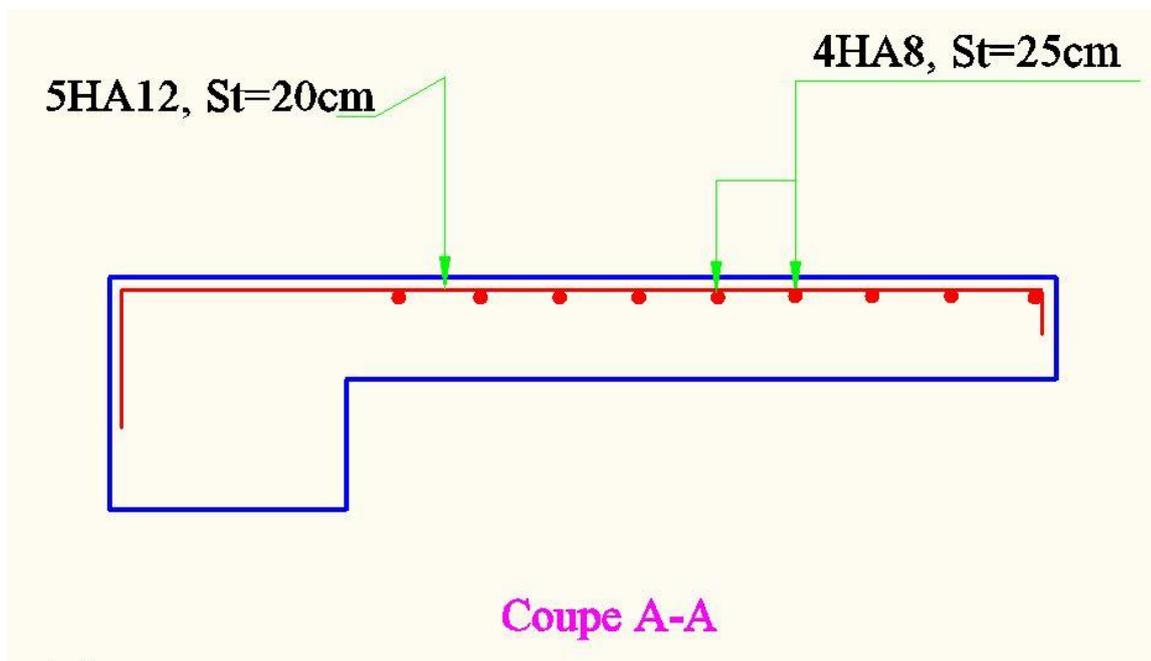
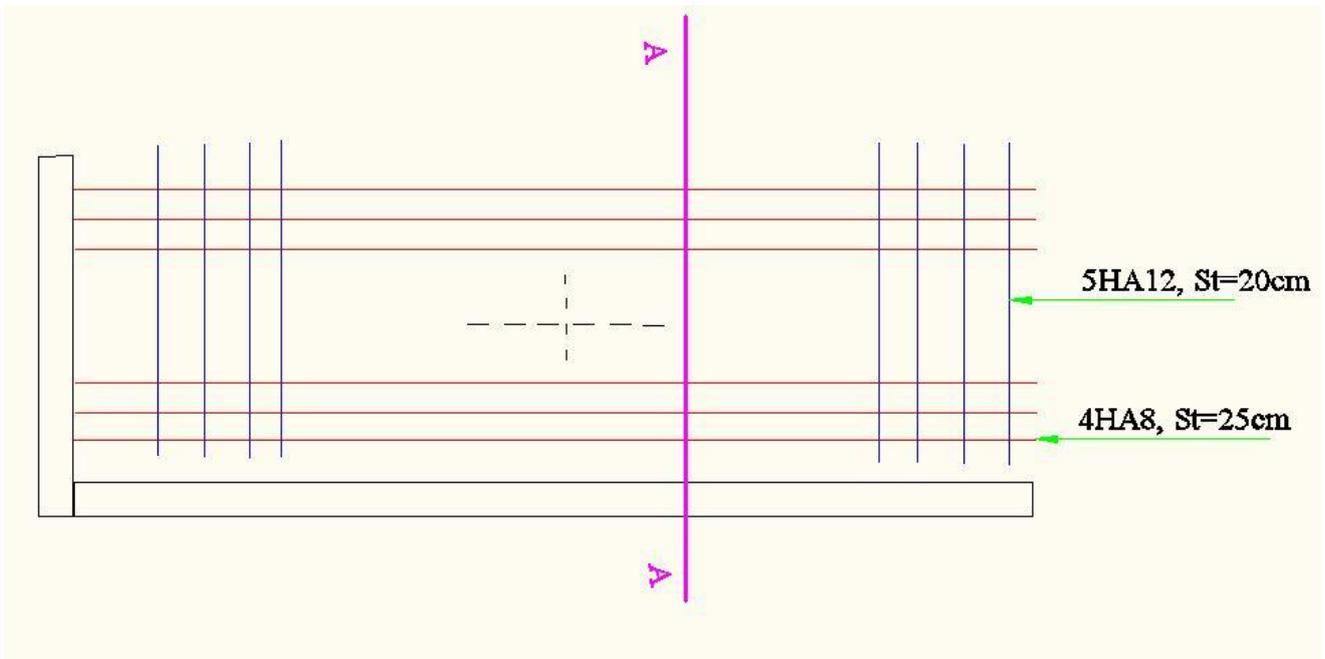
Annexe.III.3.

Détail du ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis



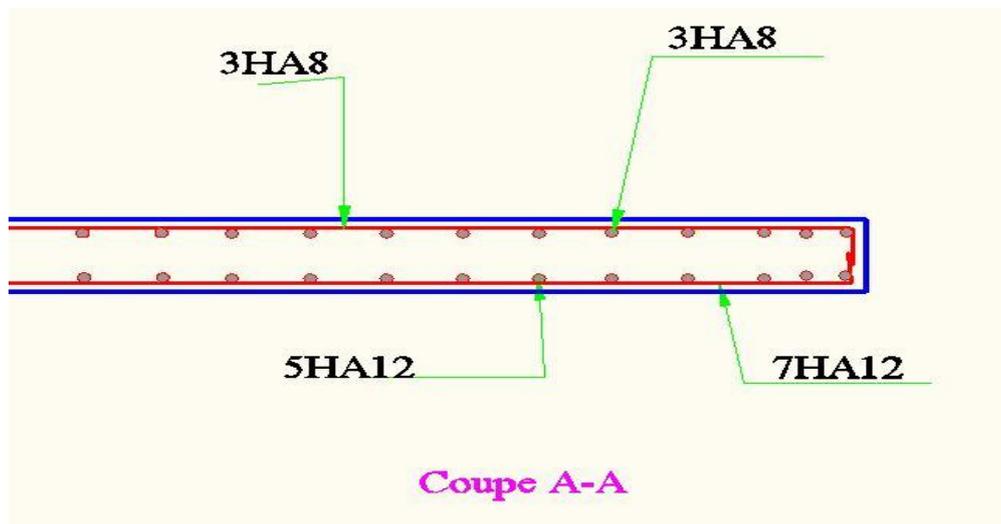
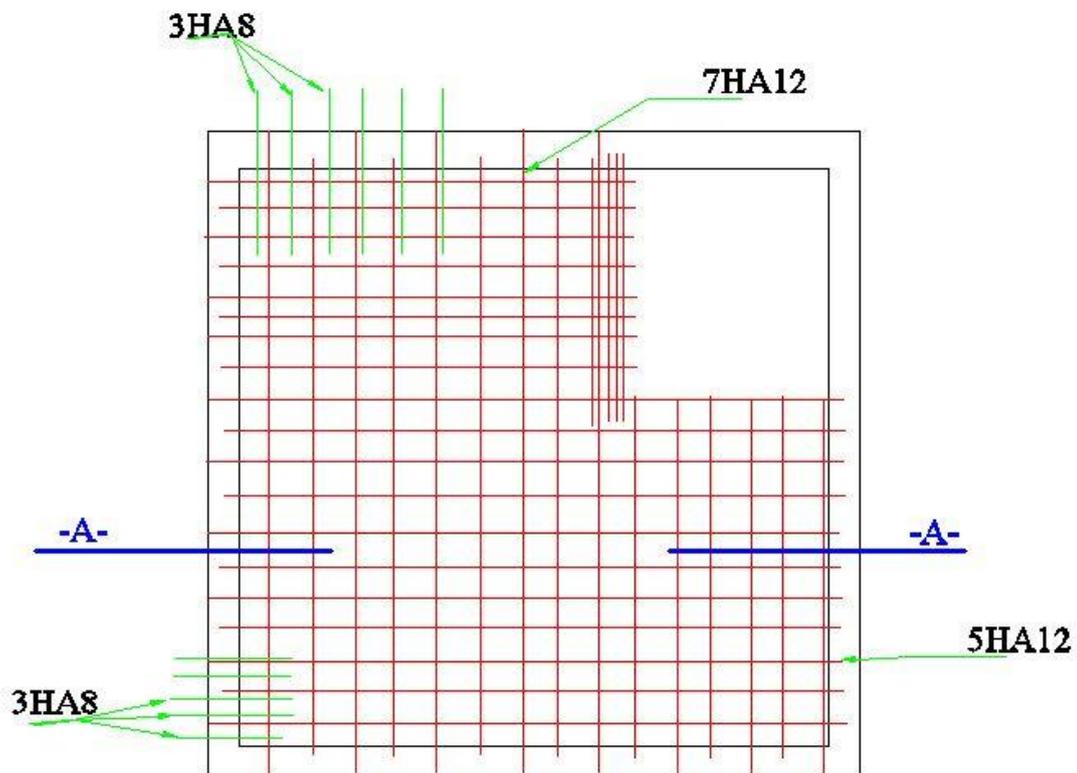
Annexe.III.4.

Détail du ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis



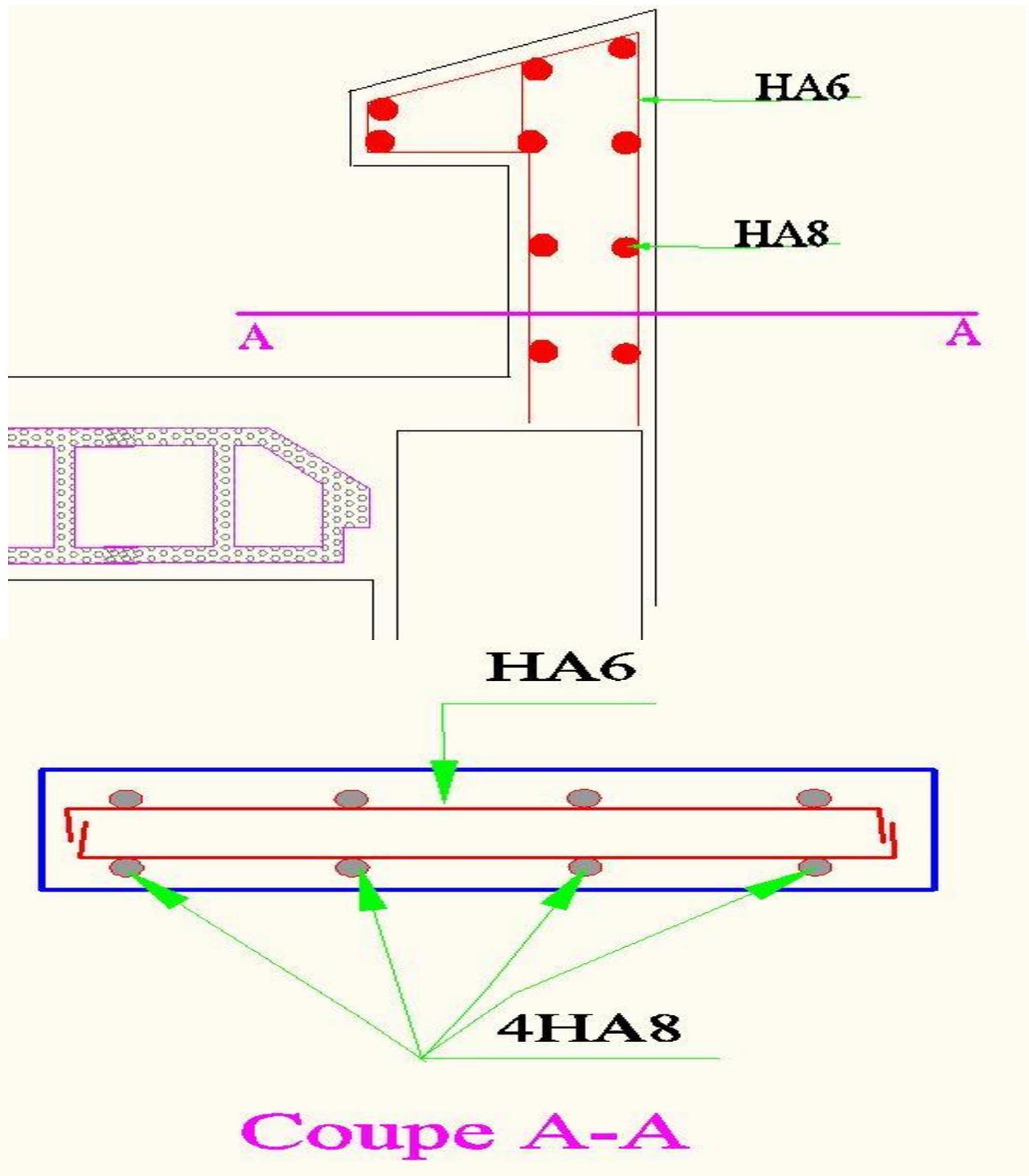
Annexe.III.5.

Détail du ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis



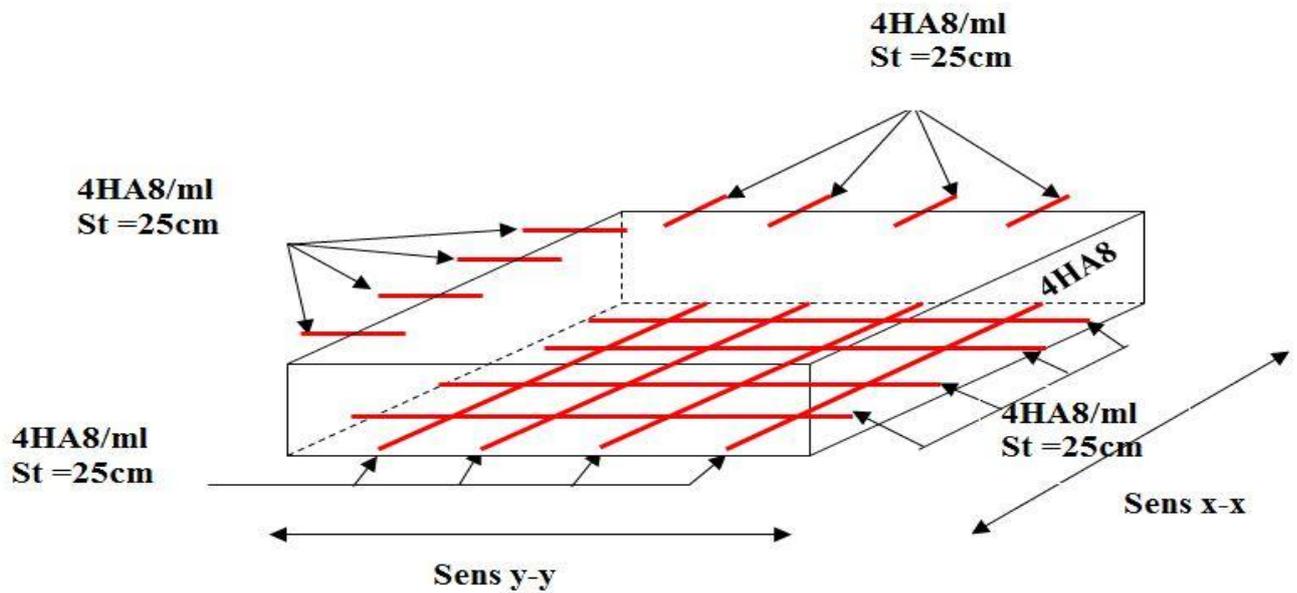
Annexe.III.6.

Schéma de ferrailage de l'acrotère

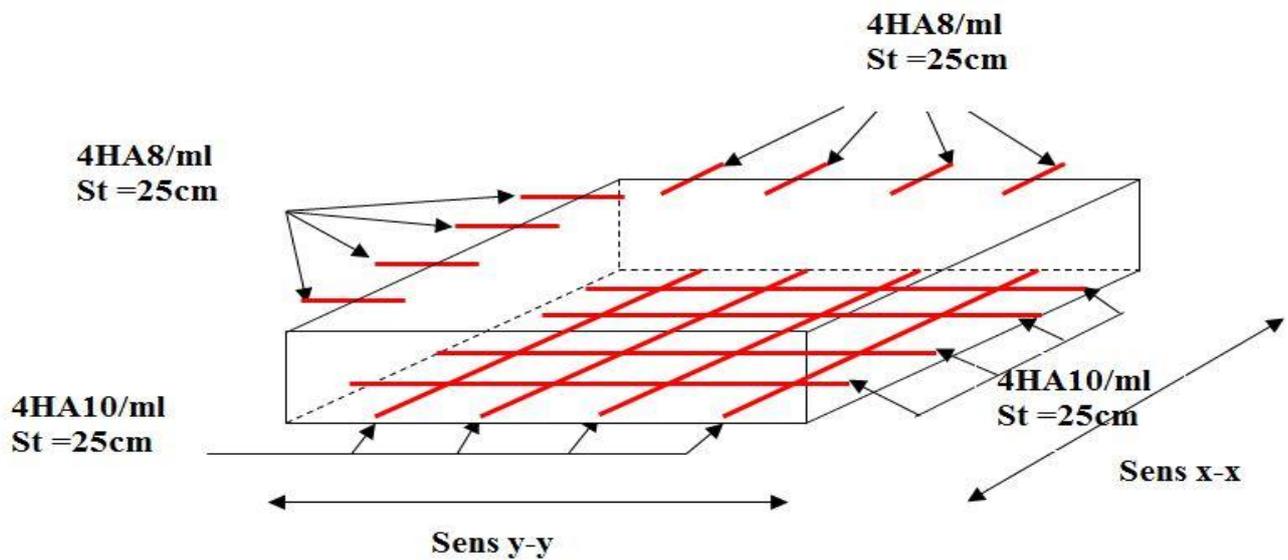


Annexe.III.7.

Ferraillage de la dalle d'ascenseur

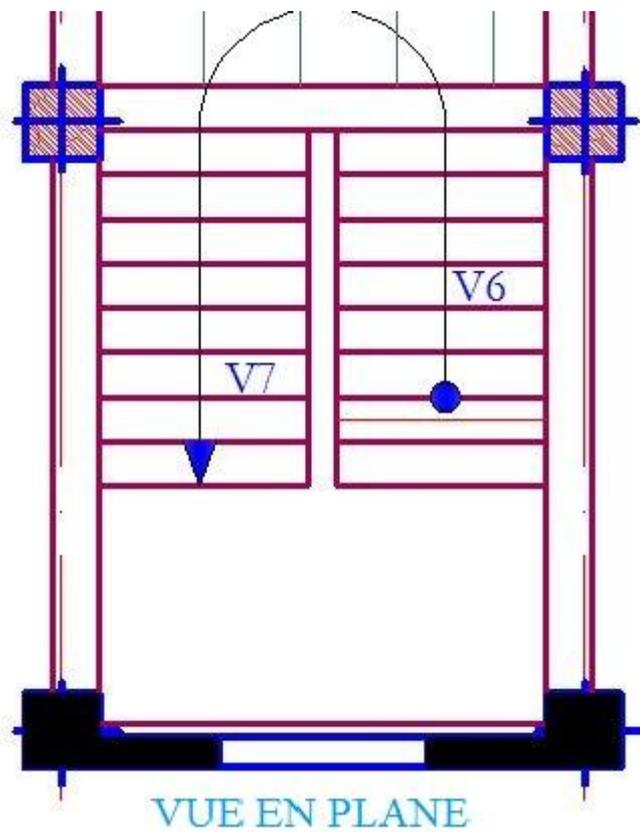
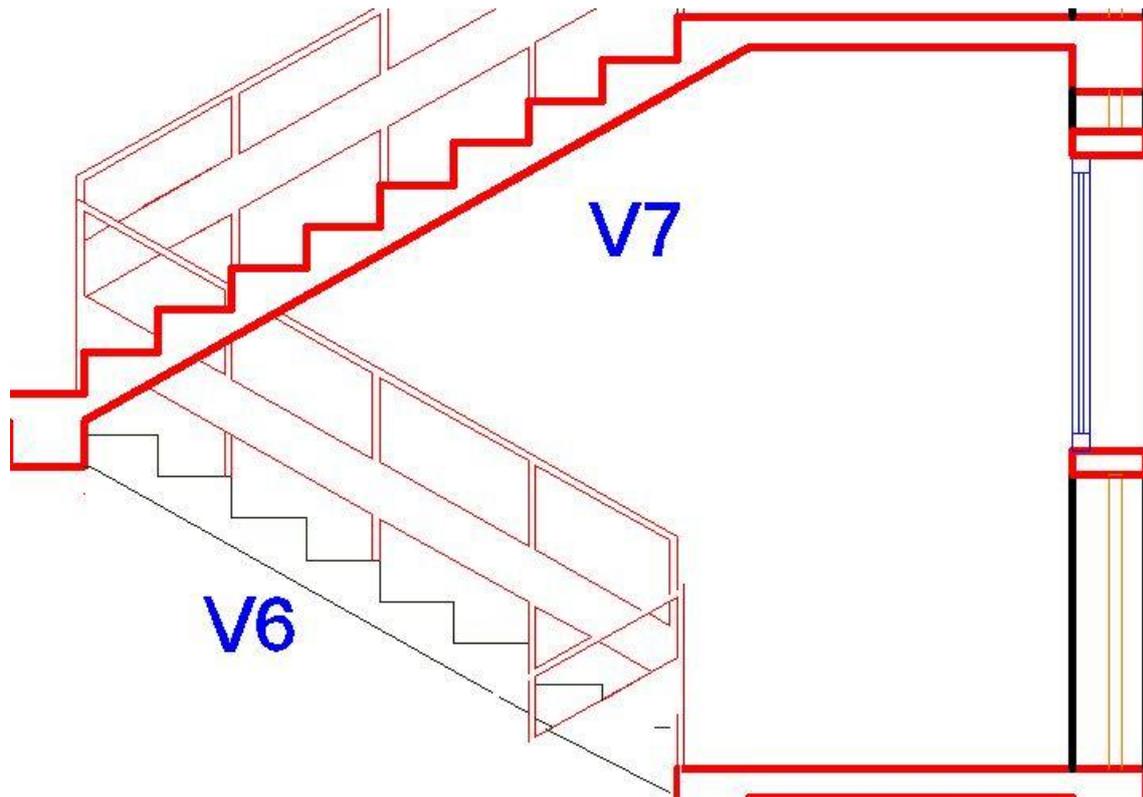


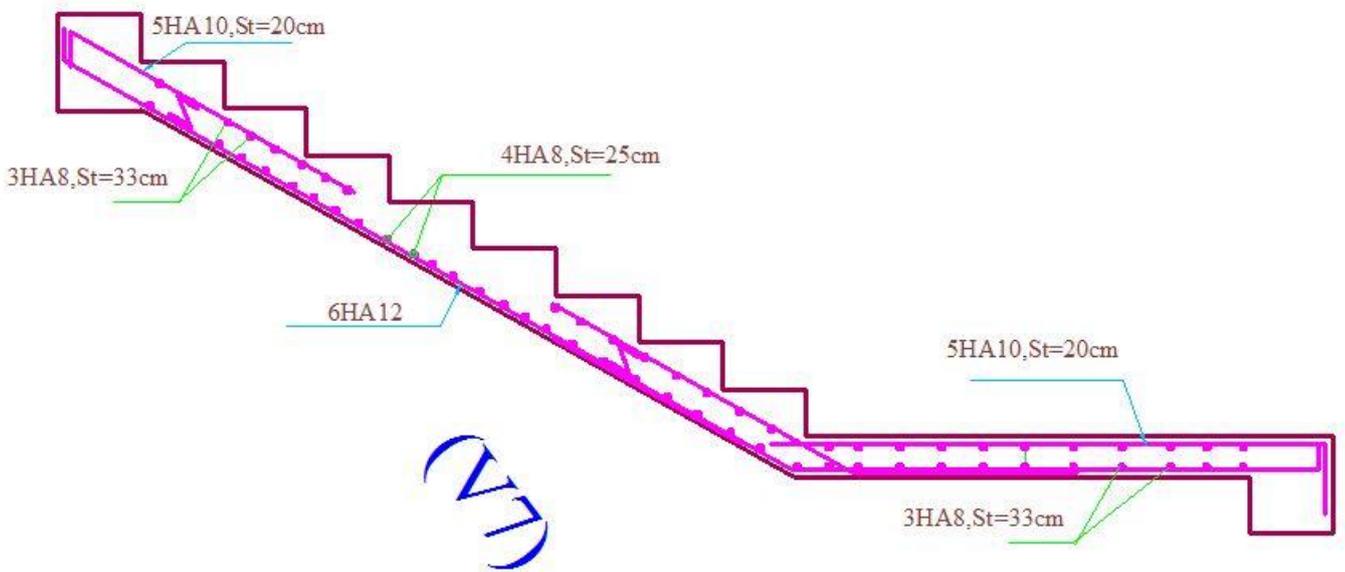
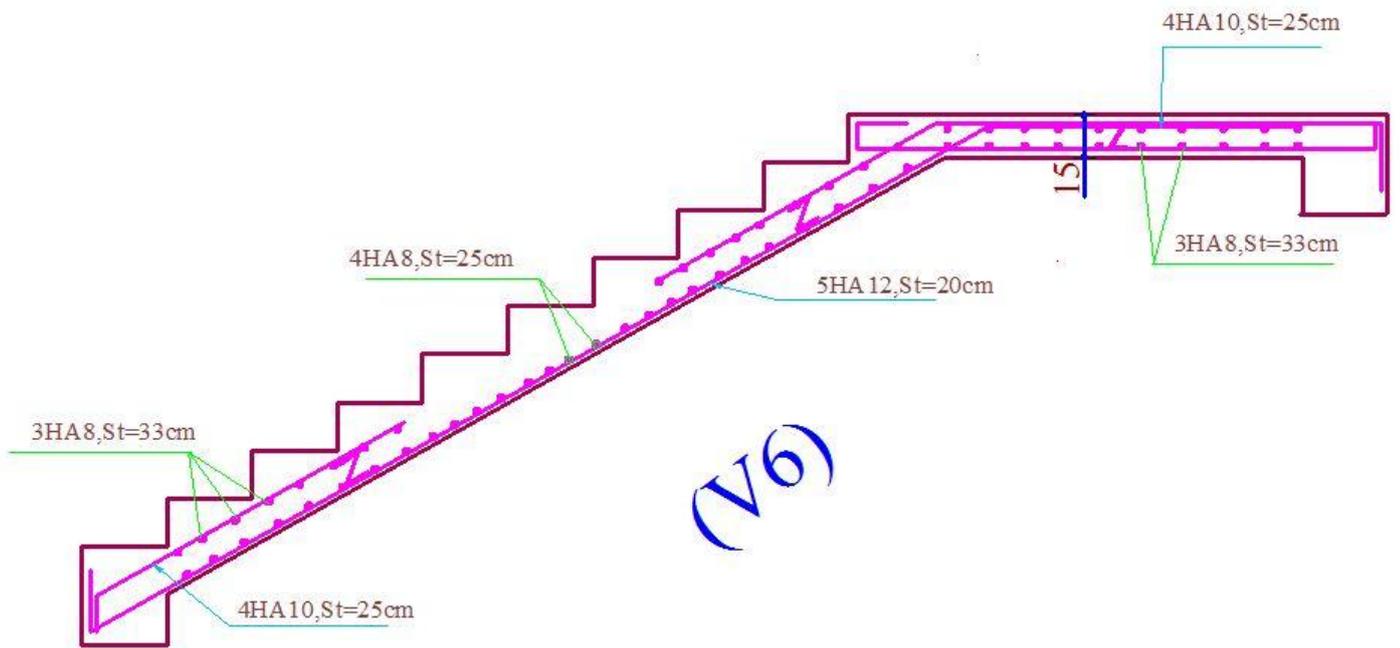
La dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.



La dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

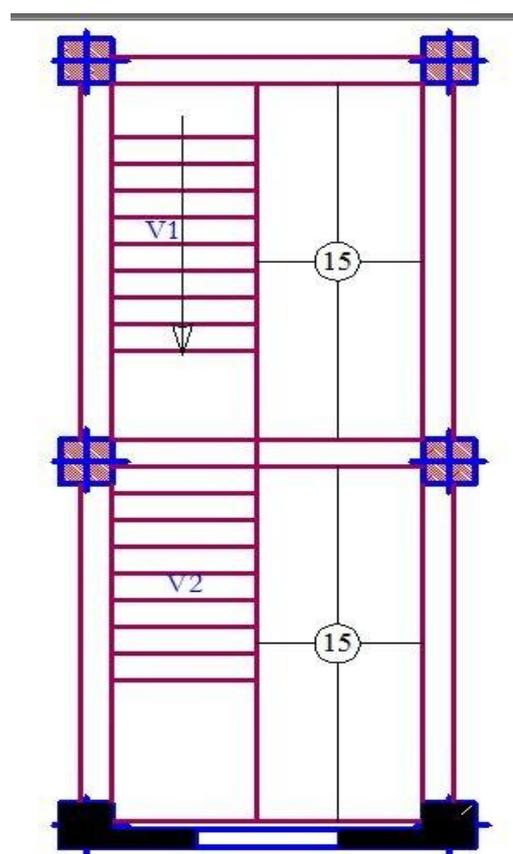
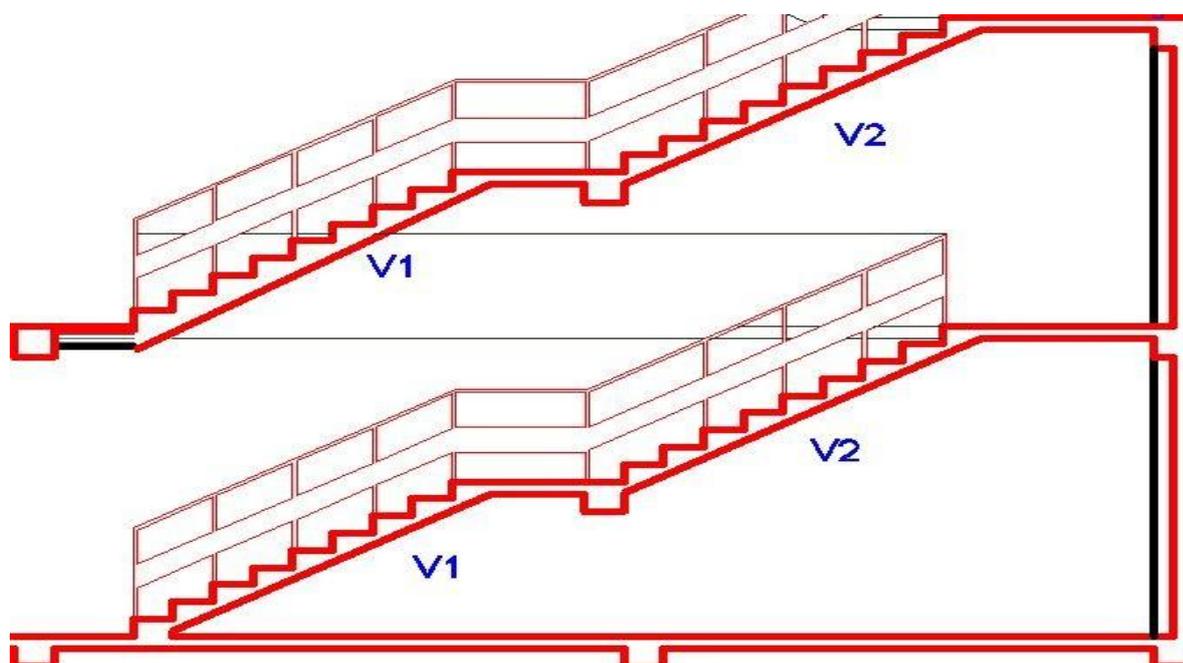
Schéma de ferrailage d'escalier des étages courants



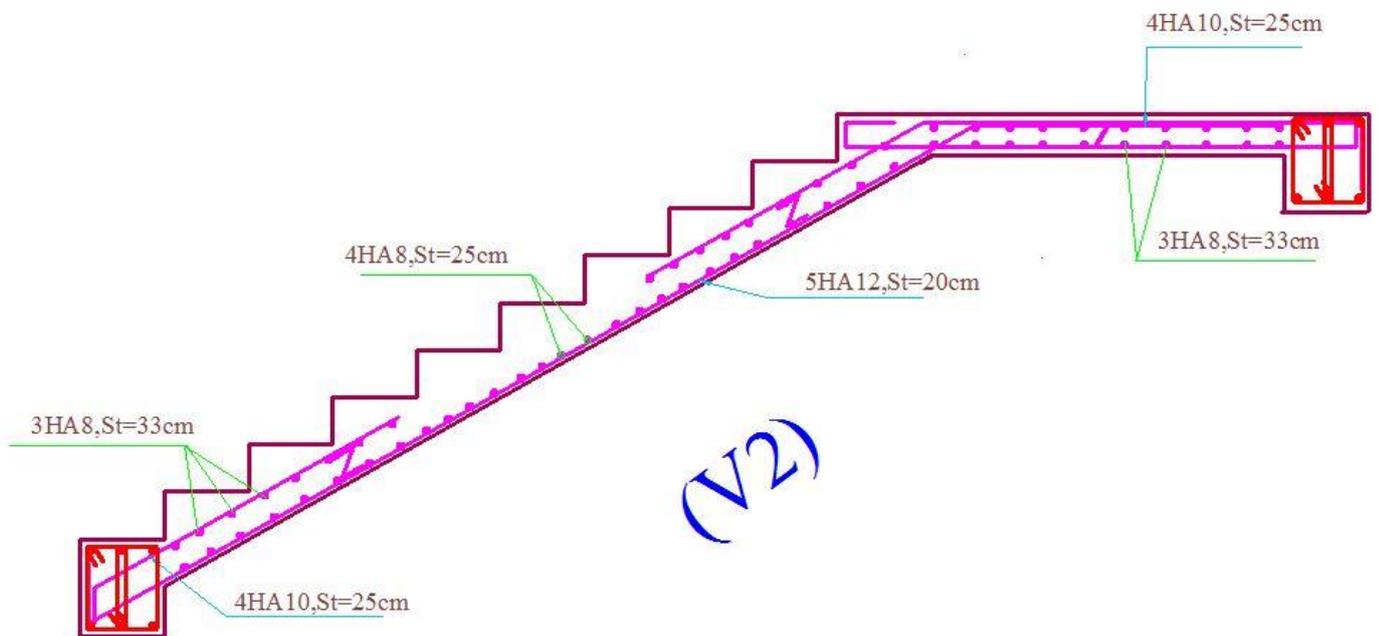
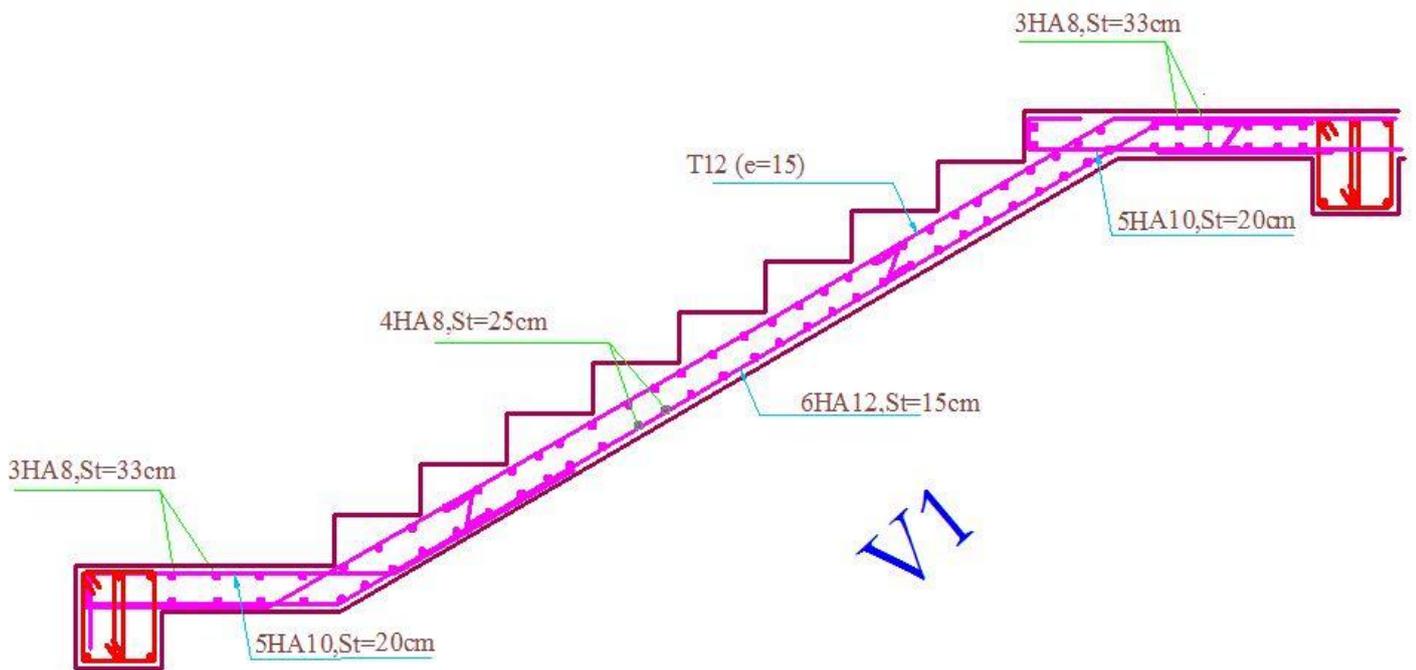


Annexe.III.9.

Schéma de ferrailage d'escalier des entres-sols

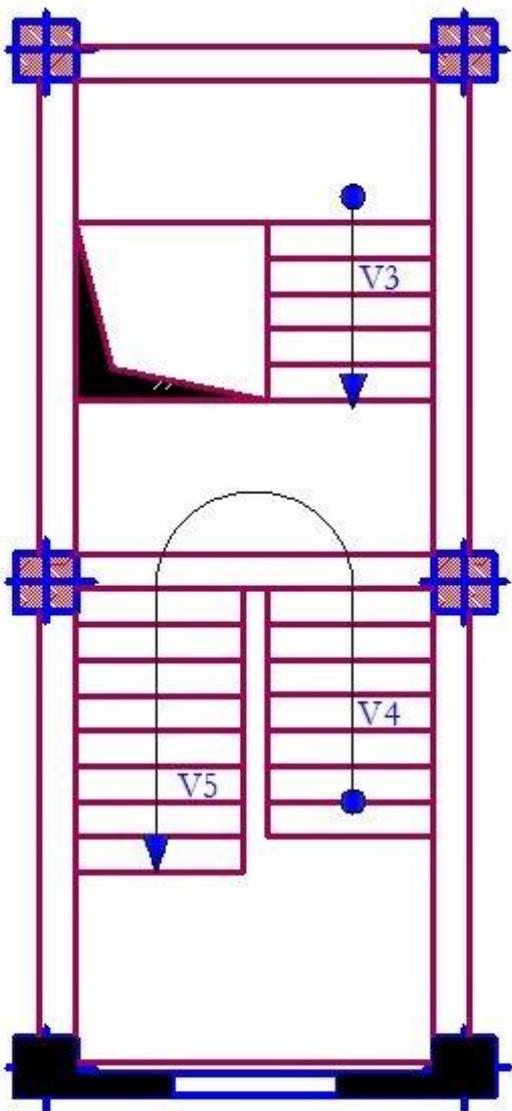
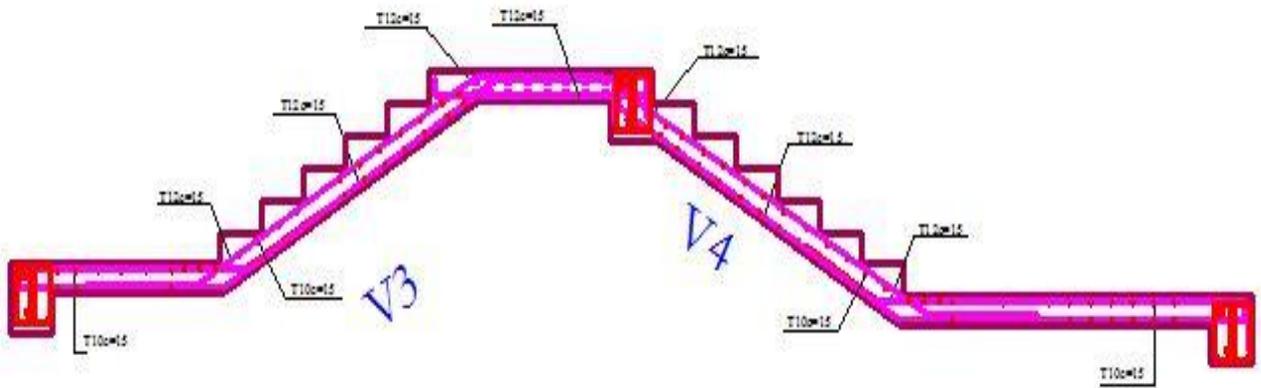


VUE EN PLANE

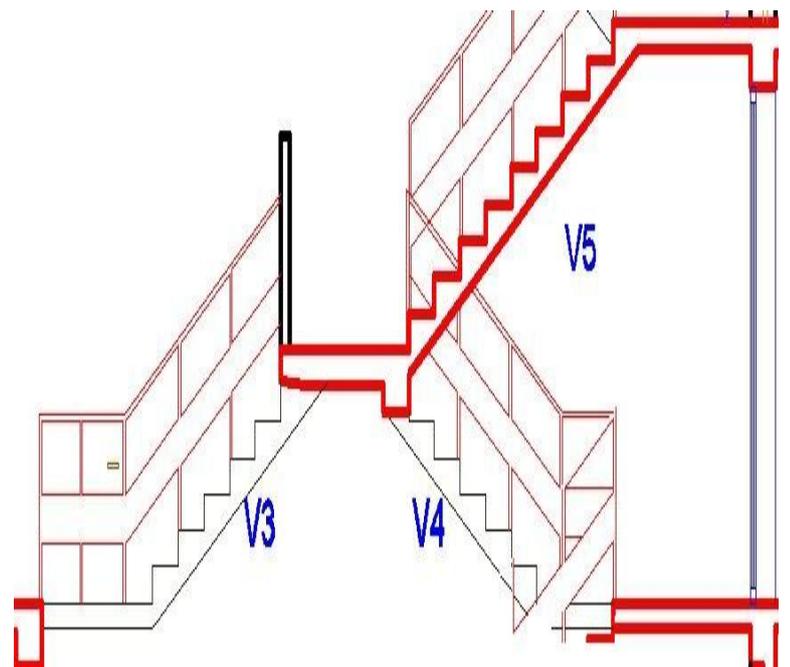


Annexe.III.10.

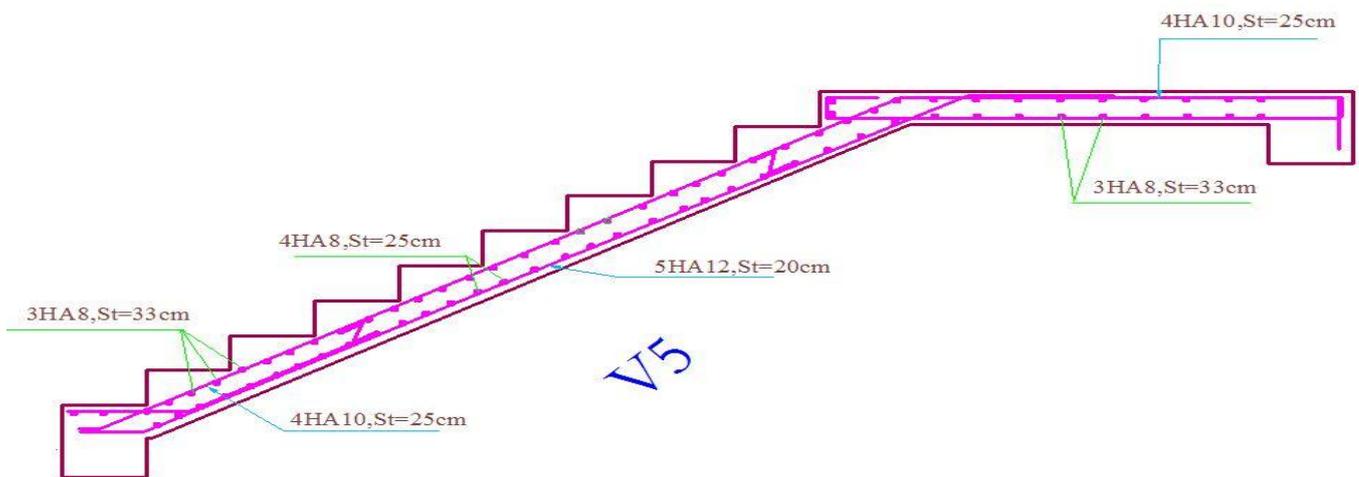
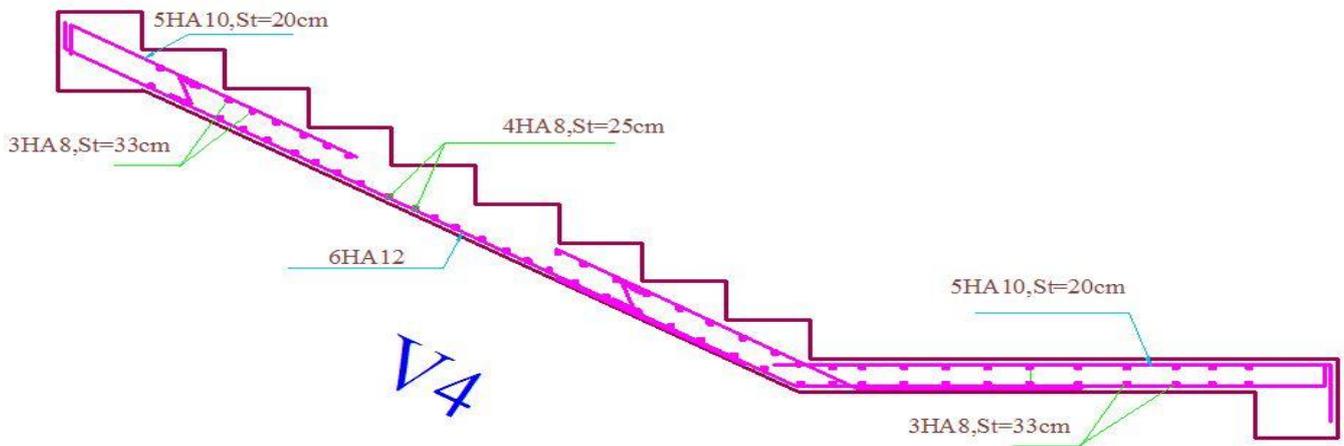
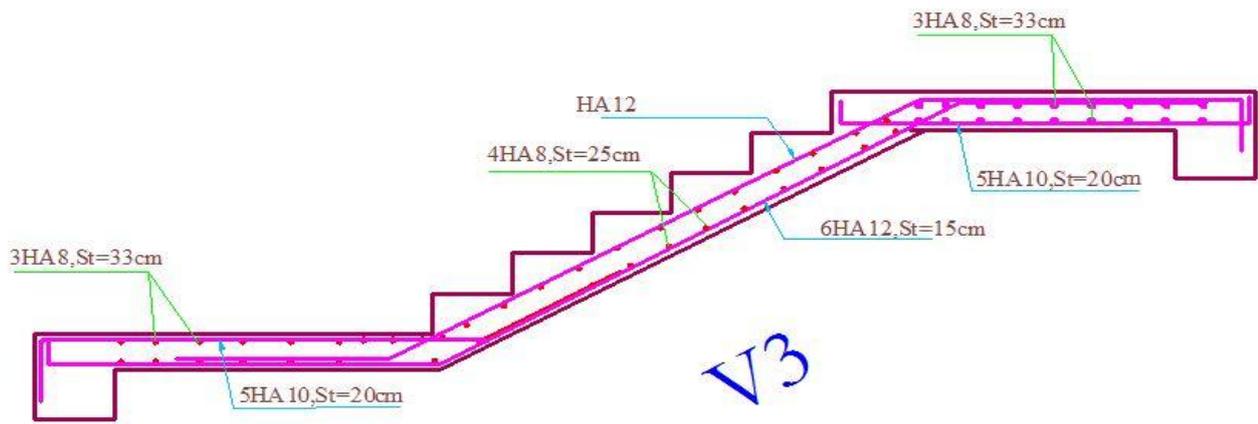
Ferrailage de l'escalier de RDC



Vue En PLANE

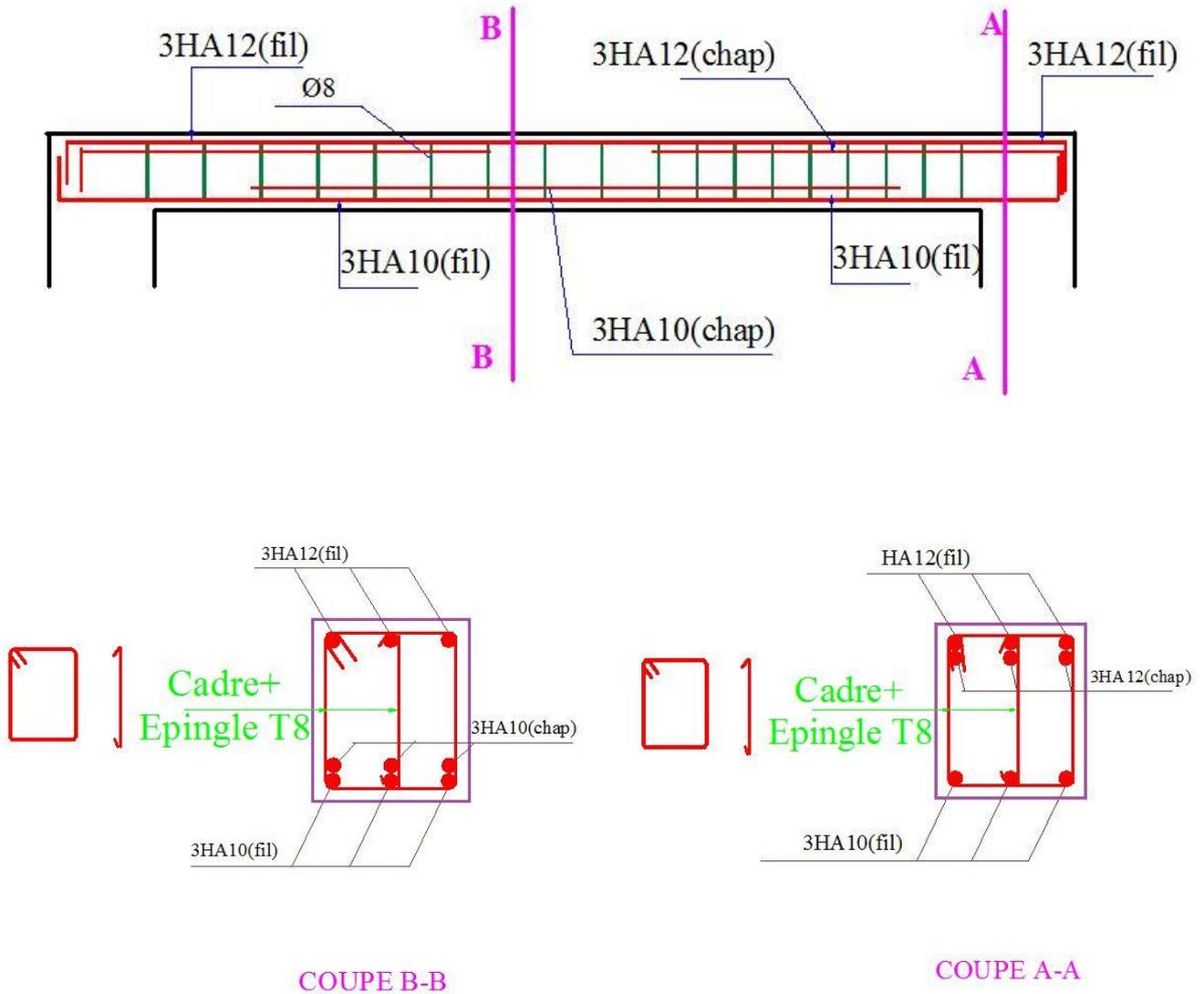


COUPE



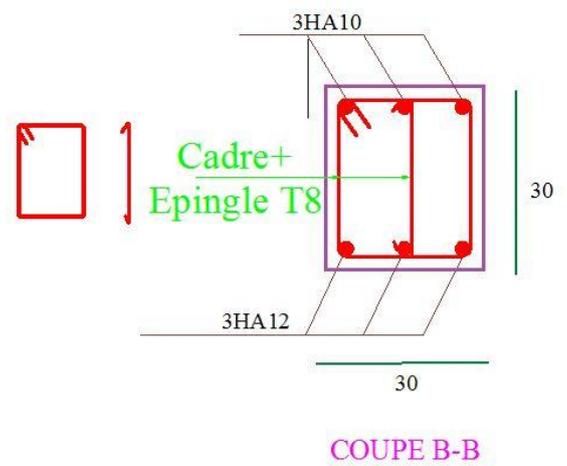
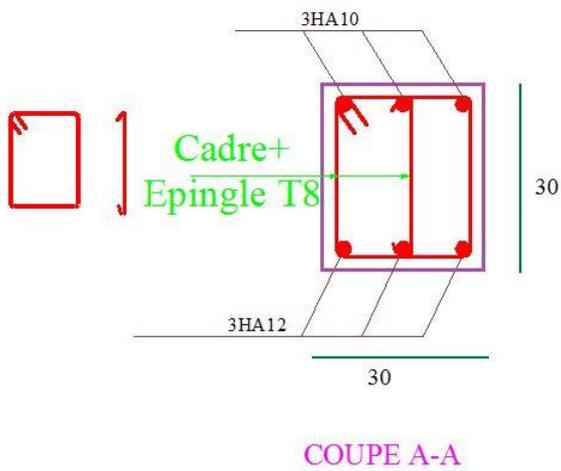
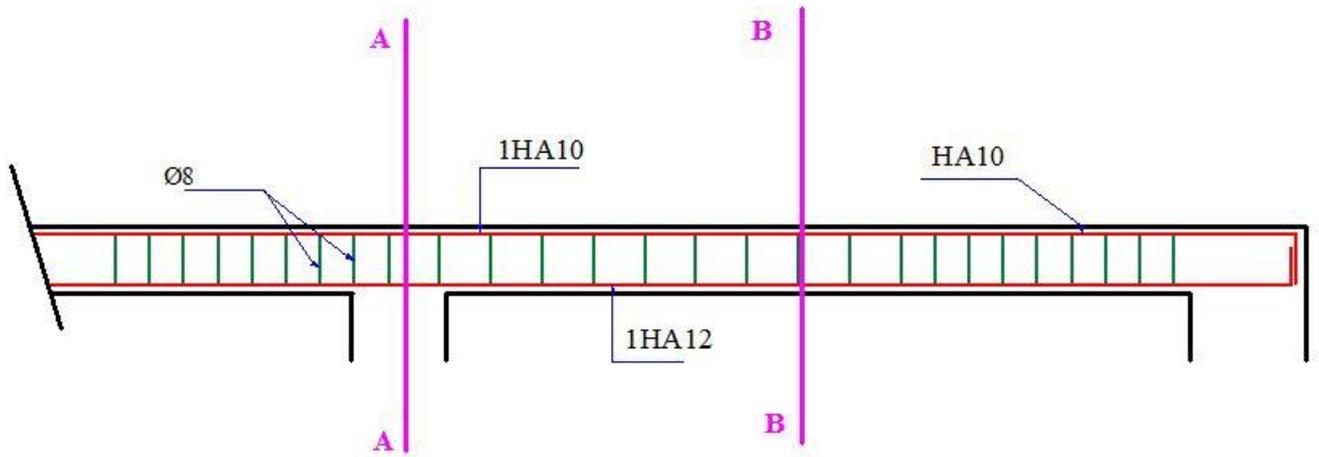
Annexe.III.11

Ferrailage de la poutre palier



Annexe.III.12.

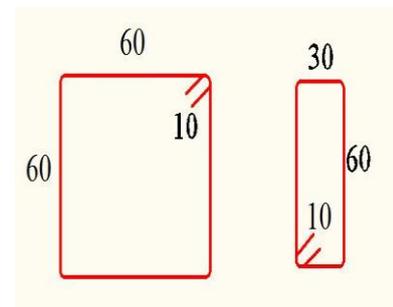
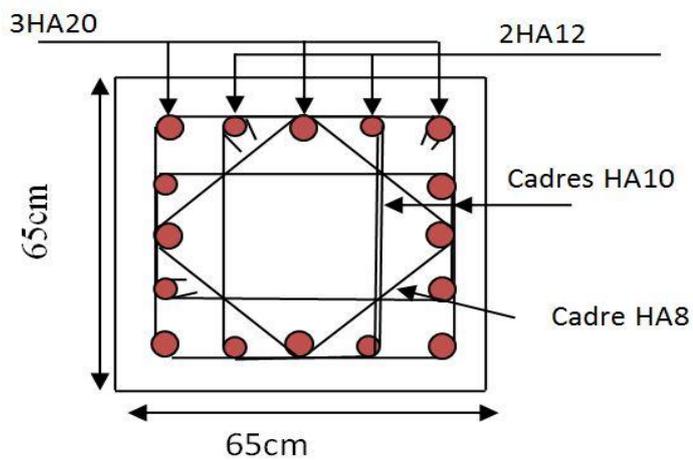
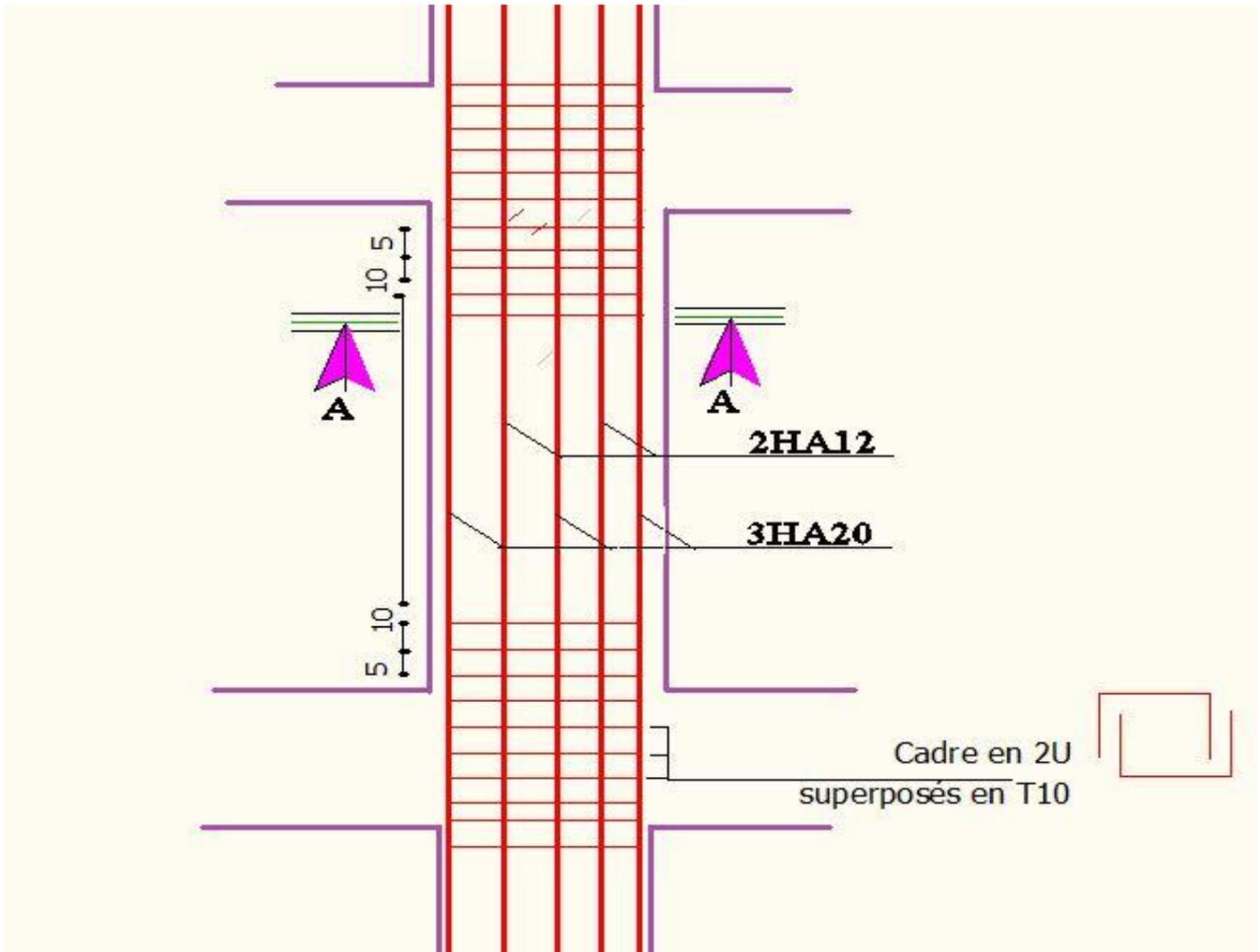
Ferrailage de la poutre de chaînage



Annexe.III.13.

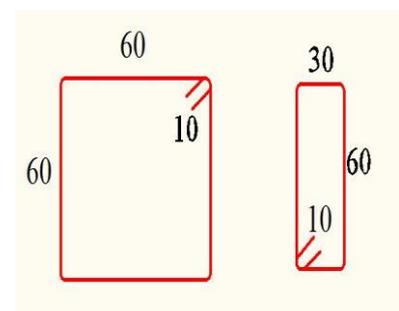
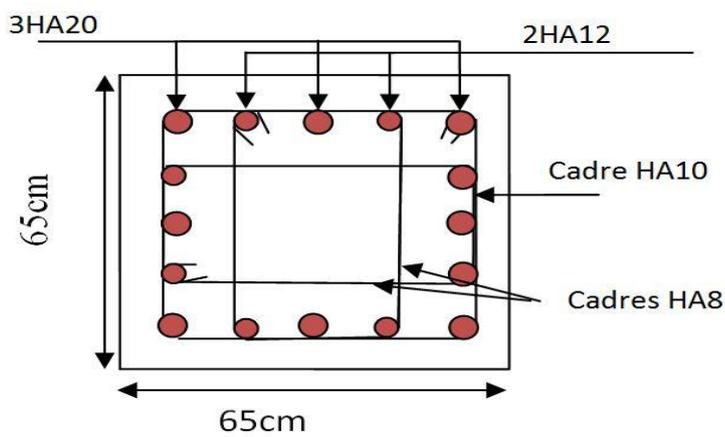
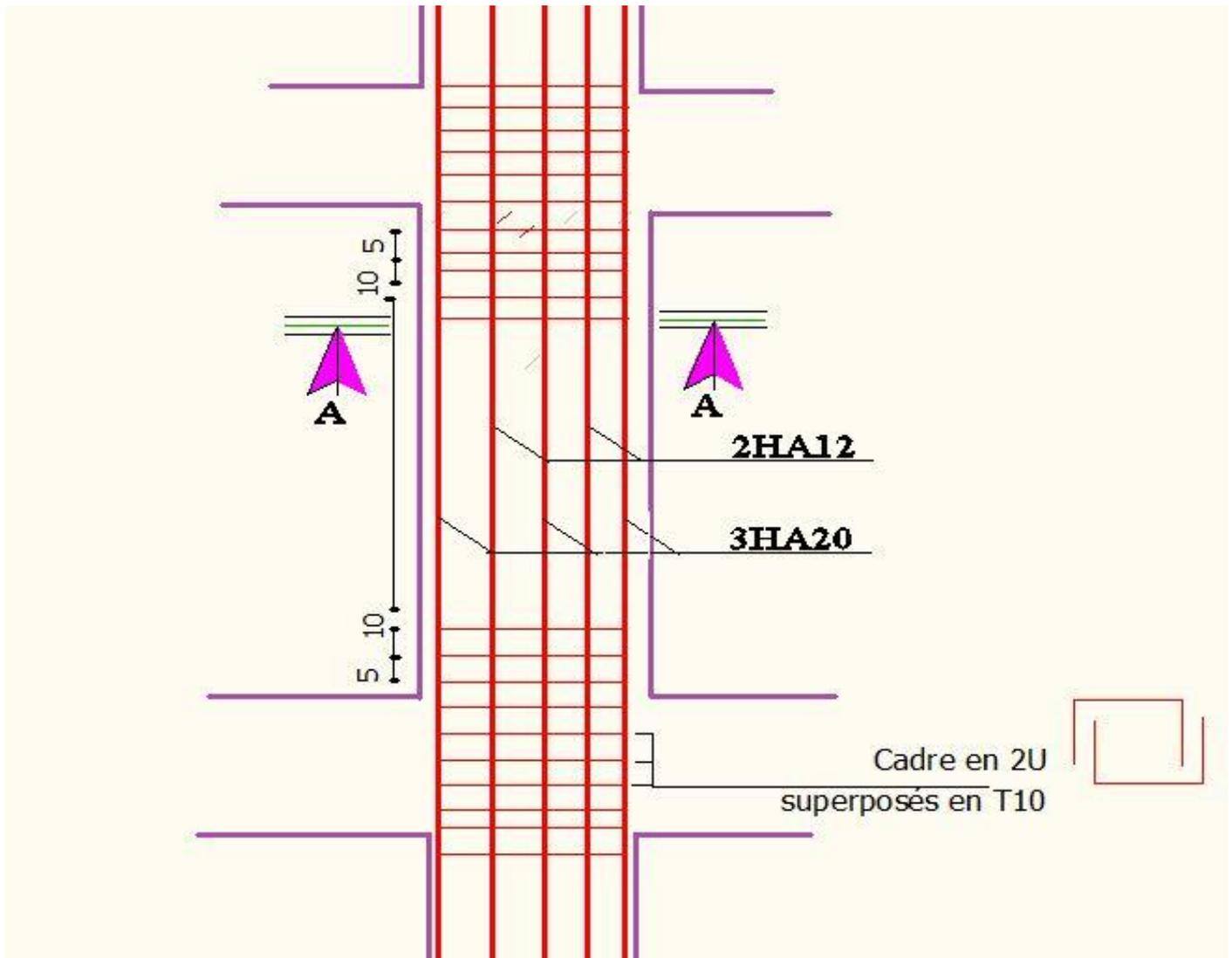
Ferrailage des poteaux (65x65)

Entre-sol 1 et 2



Annexe.III.14.

Ferrailage des poteaux (65x65) RDC

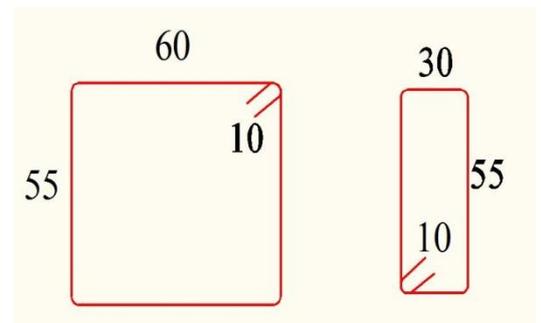
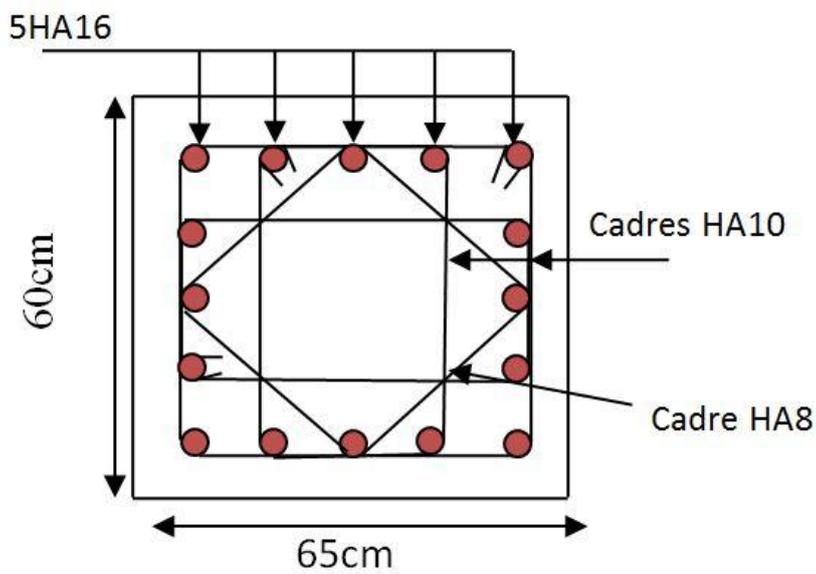
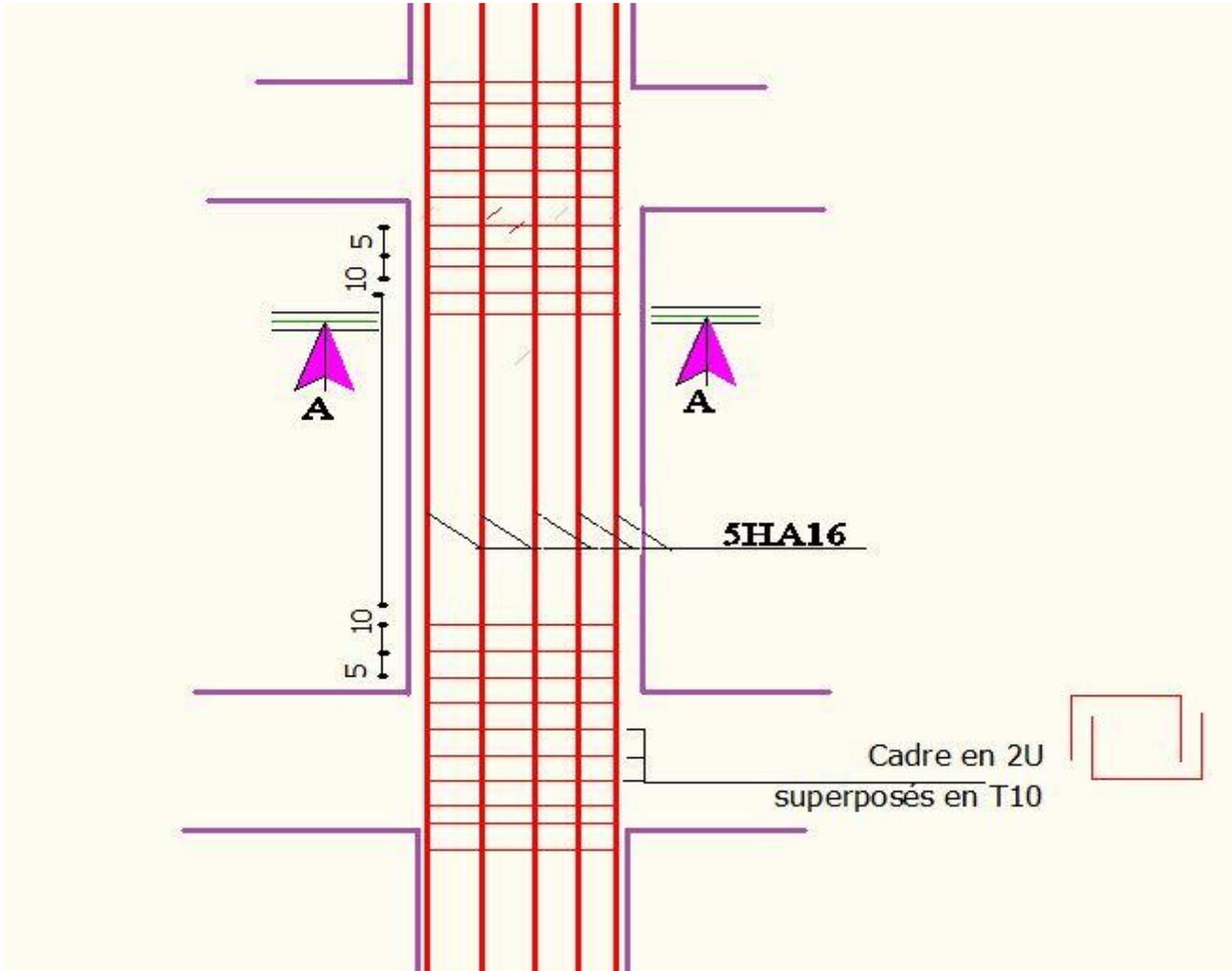


Coupe A-A

Annexe.III.15.

Ferrailage des poteaux (65x60)

1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage

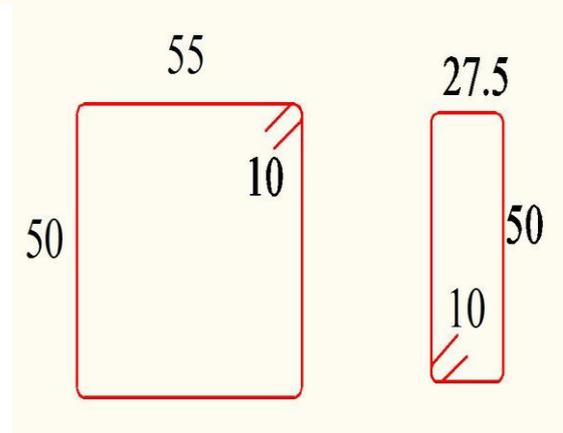
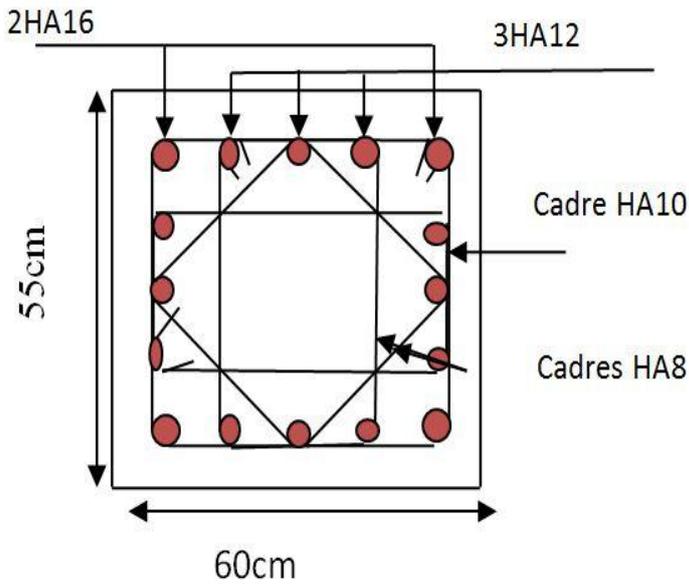
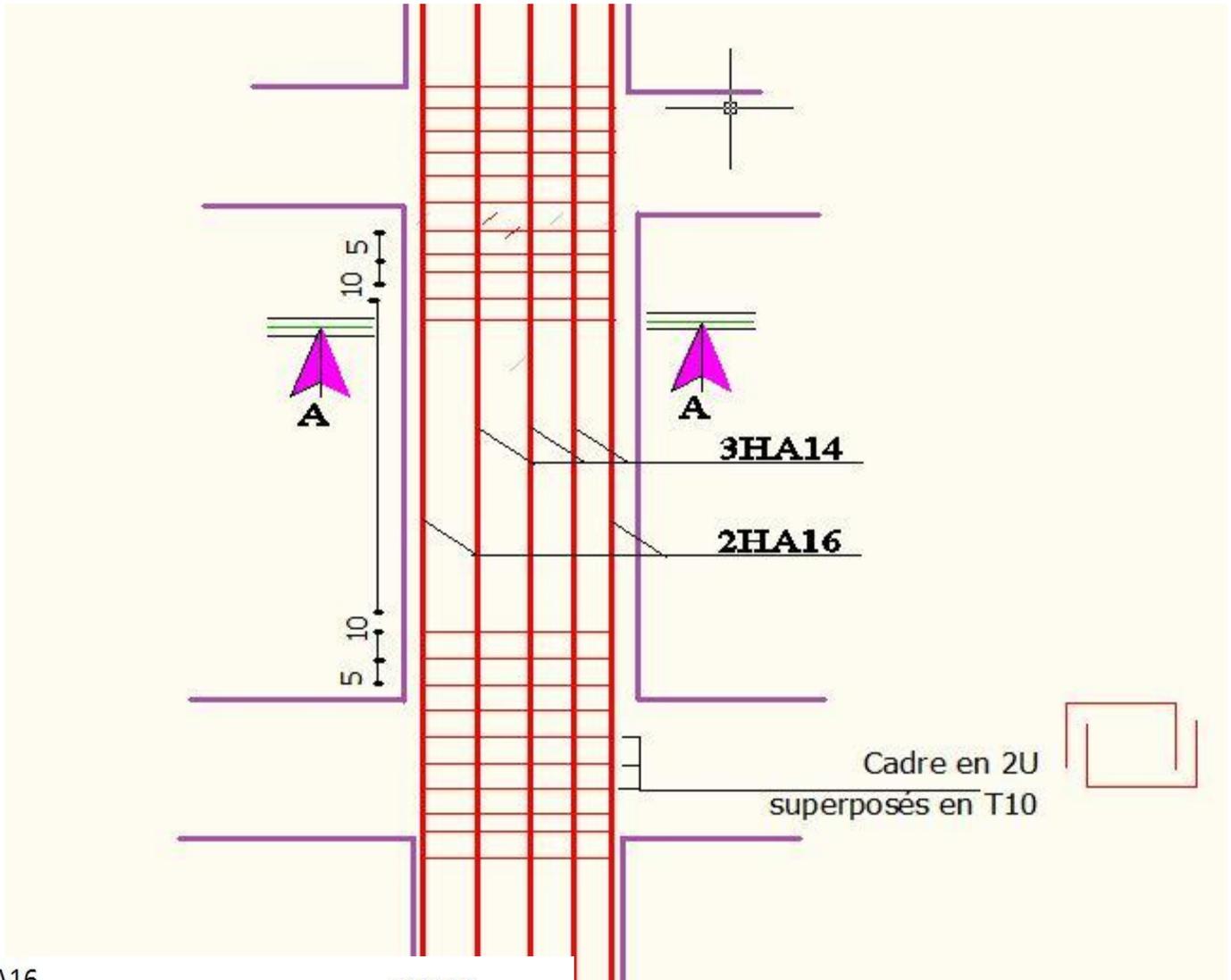


Coupe A-A

Annexe.III.16.

Ferrailage des poteaux (60x55)

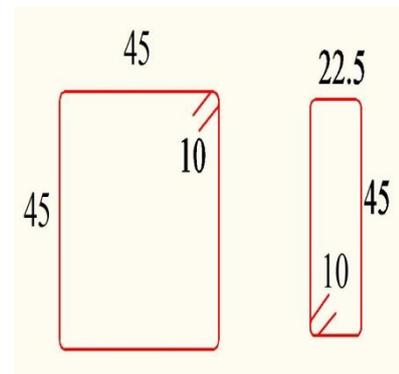
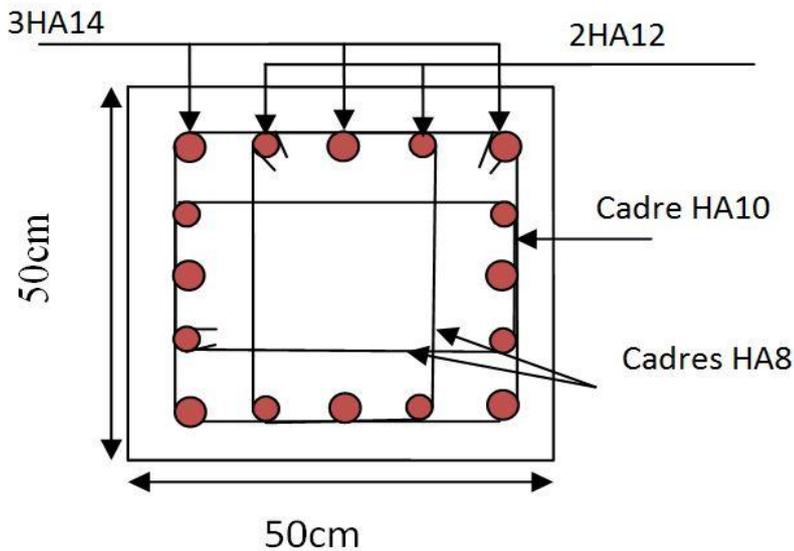
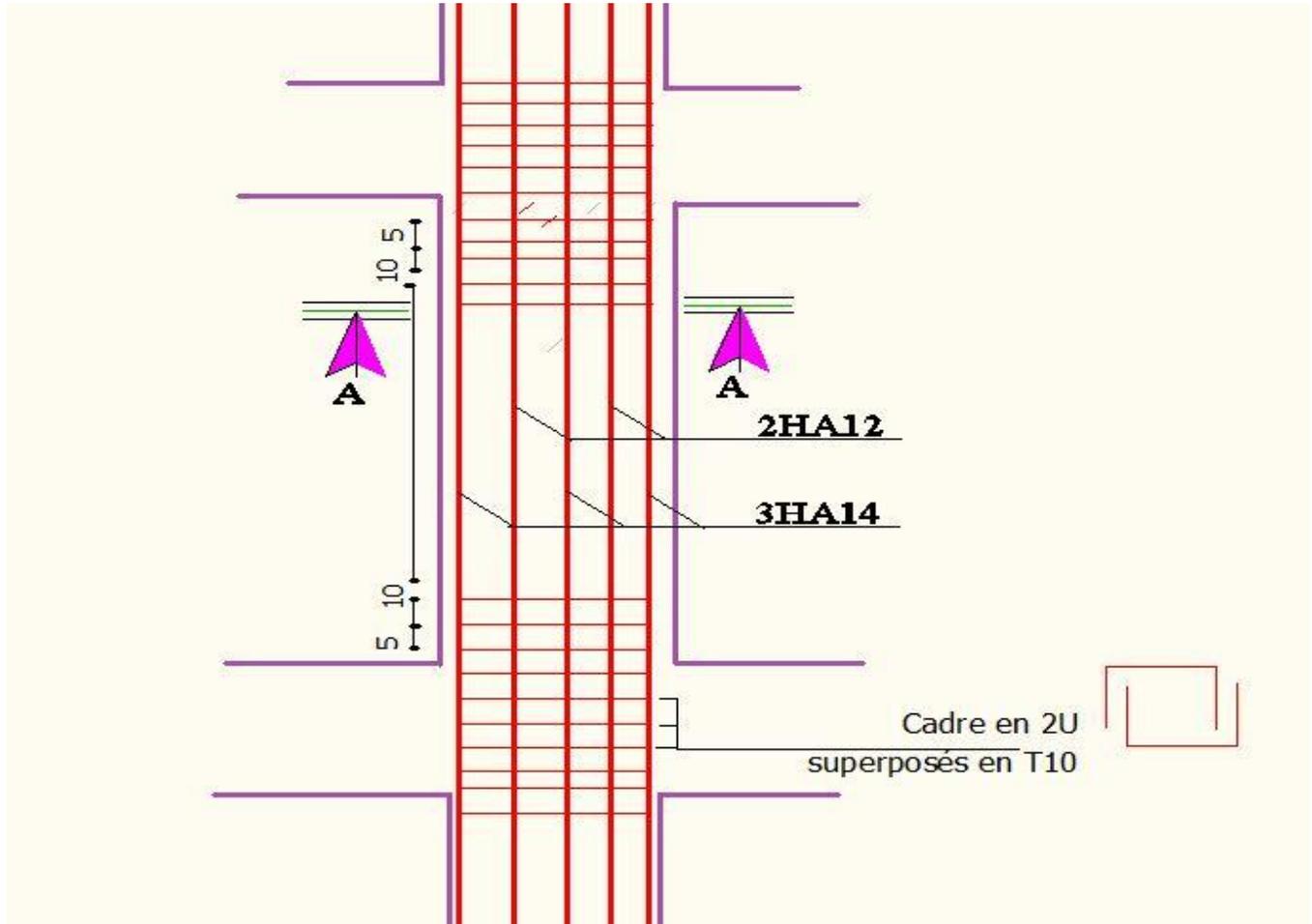
4^{ém} et 5^{ém} étage



Coupe A-A

Ferrailage des poteaux (50x50)

6^{ém} et 7^{ém} étage



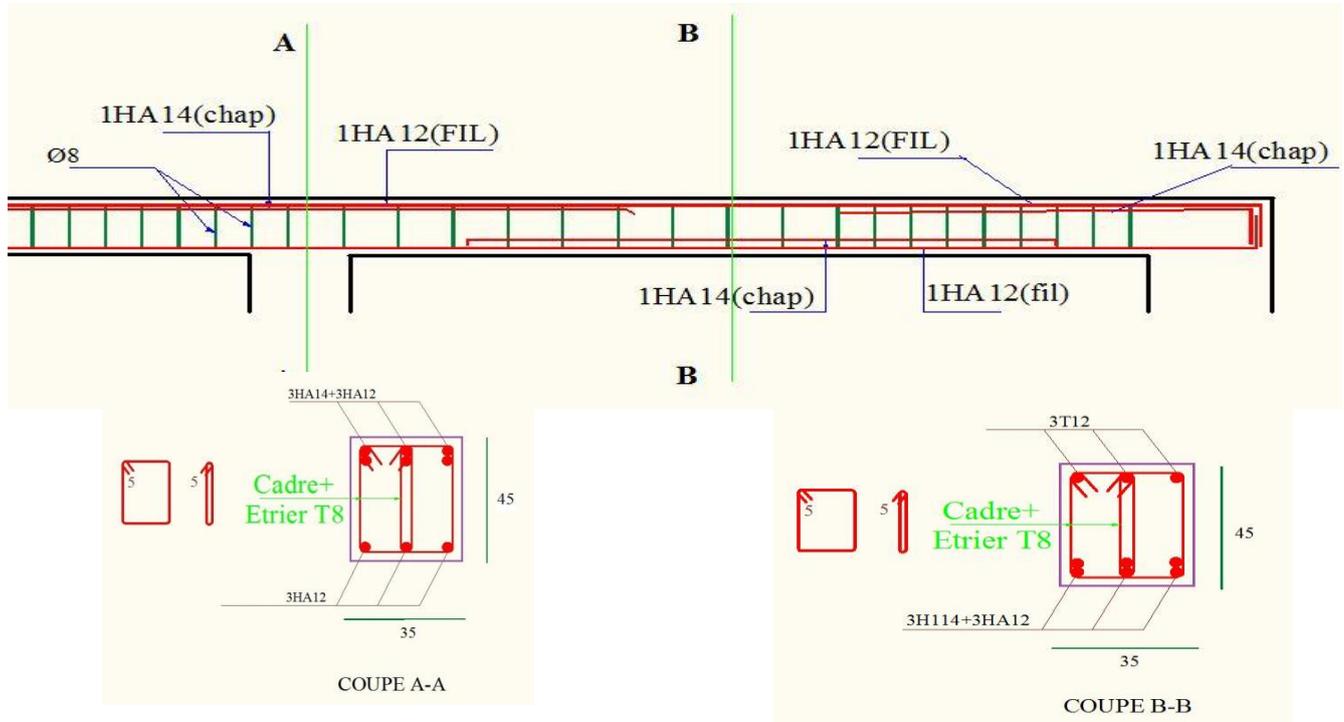
Coupe A-A

Annexe.III.18.

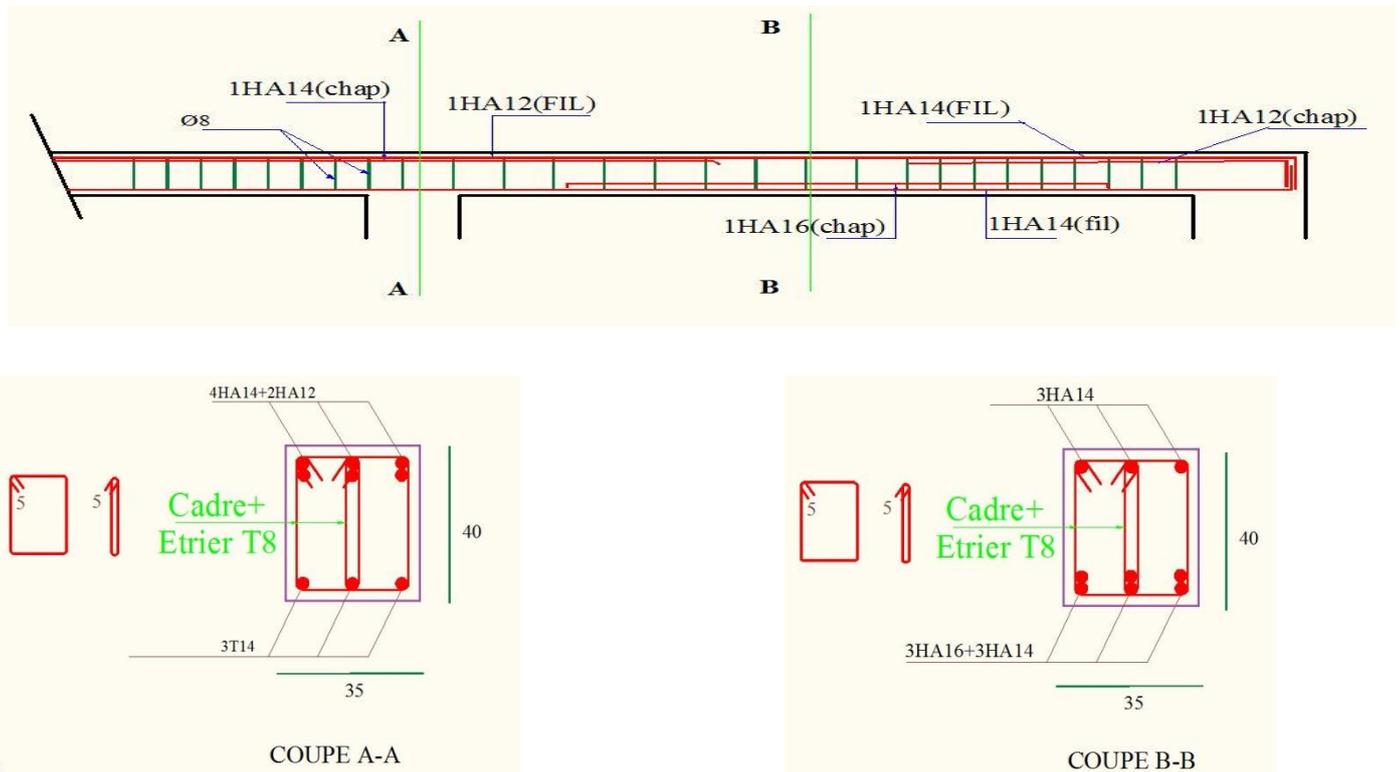
Ferrailage des poutres principales et secondaires

Entresol 1 et 2

Poutre principale



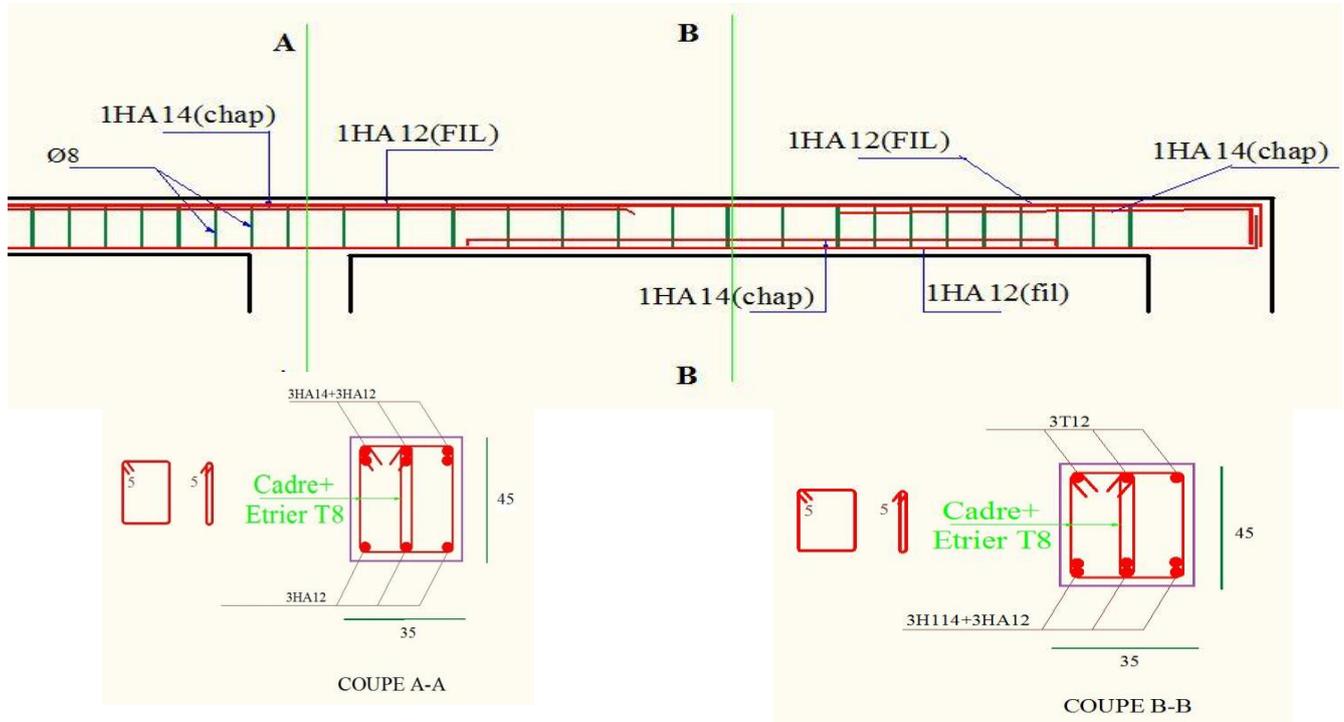
Poutre secondaire



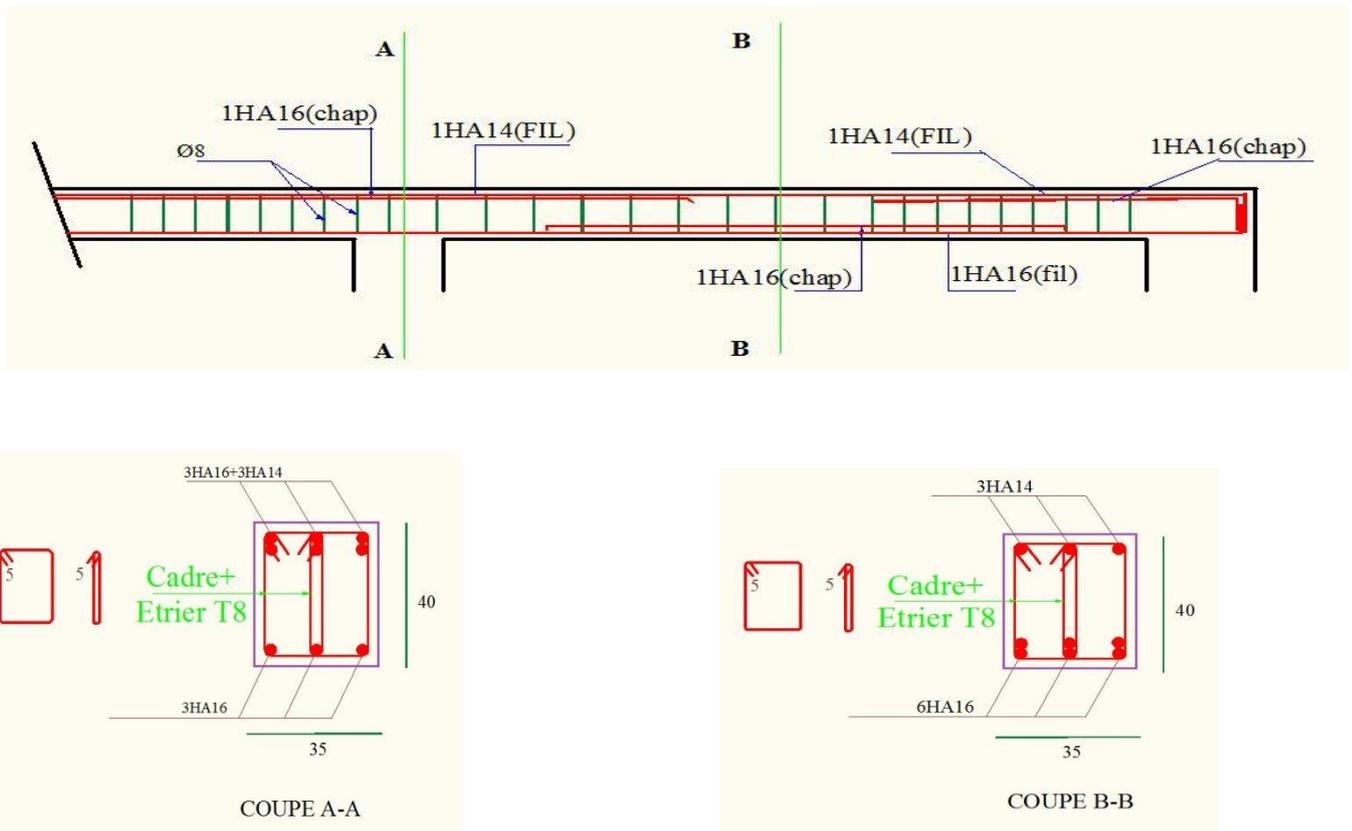
Ferrailage des poutres principales et secondaires

RDC

Poutre principale



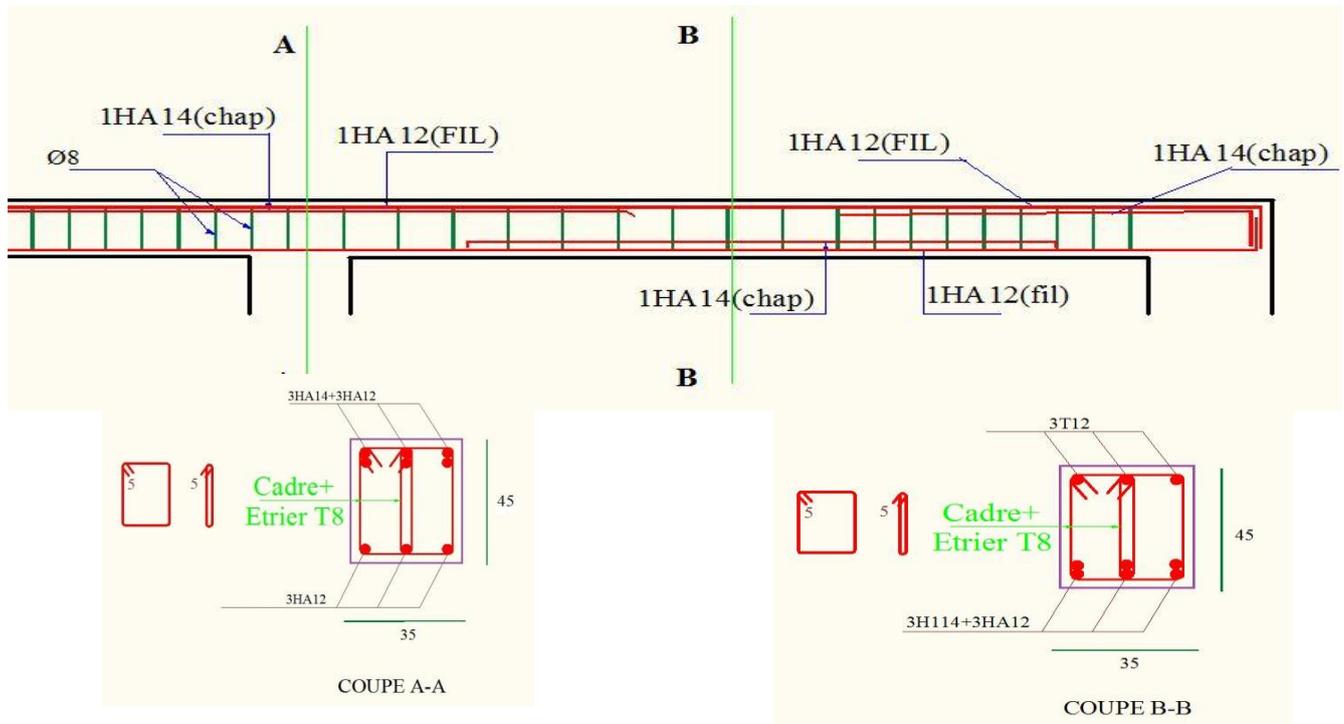
Poutre secondaire



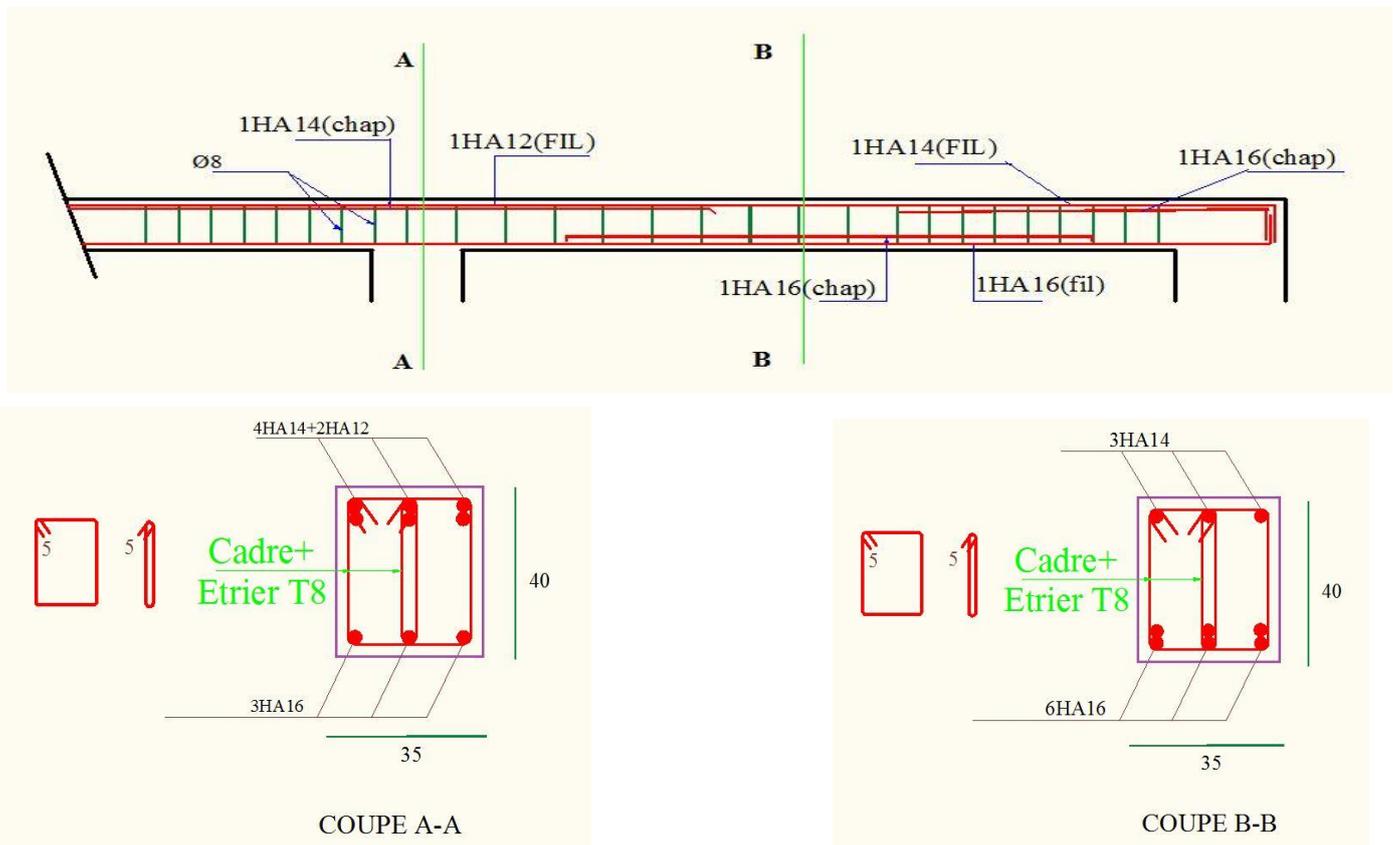
Ferrailage des poutres principales et secondaires

Etages courants

Poutre principale



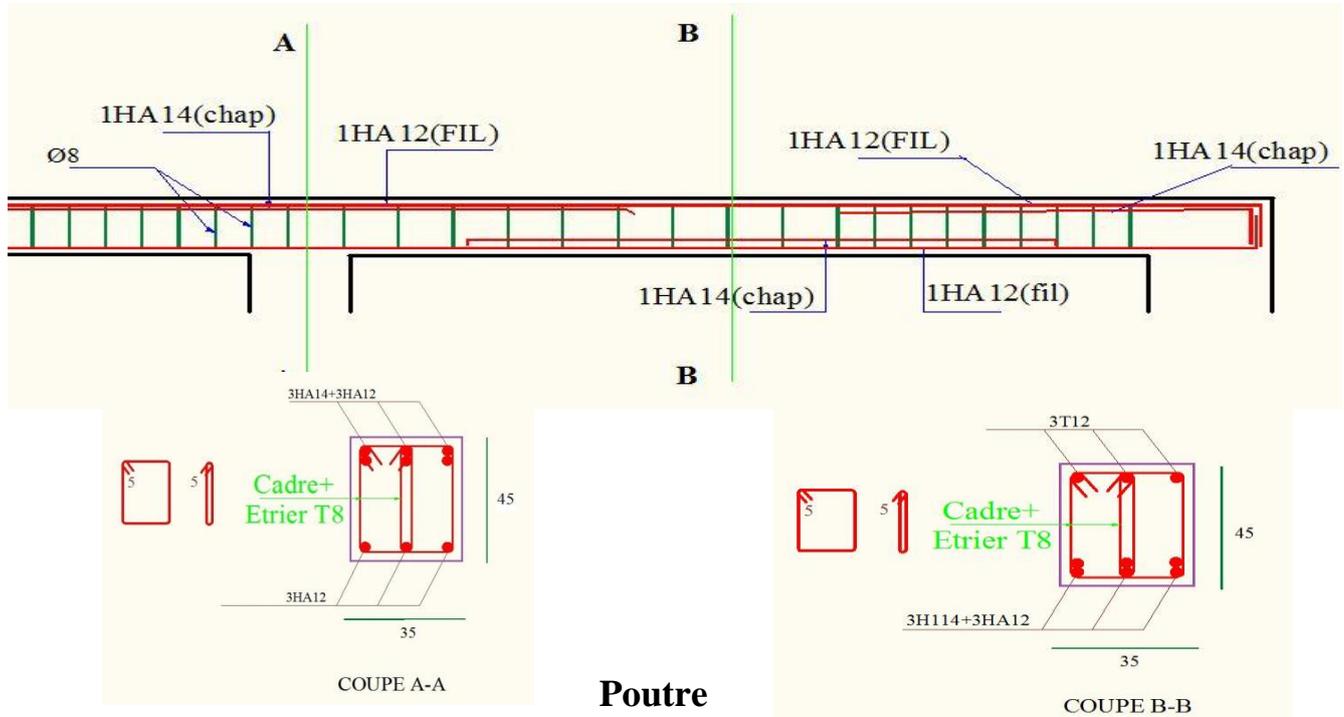
Poutre secondaire



Ferrailage des poutres principales et secondaires

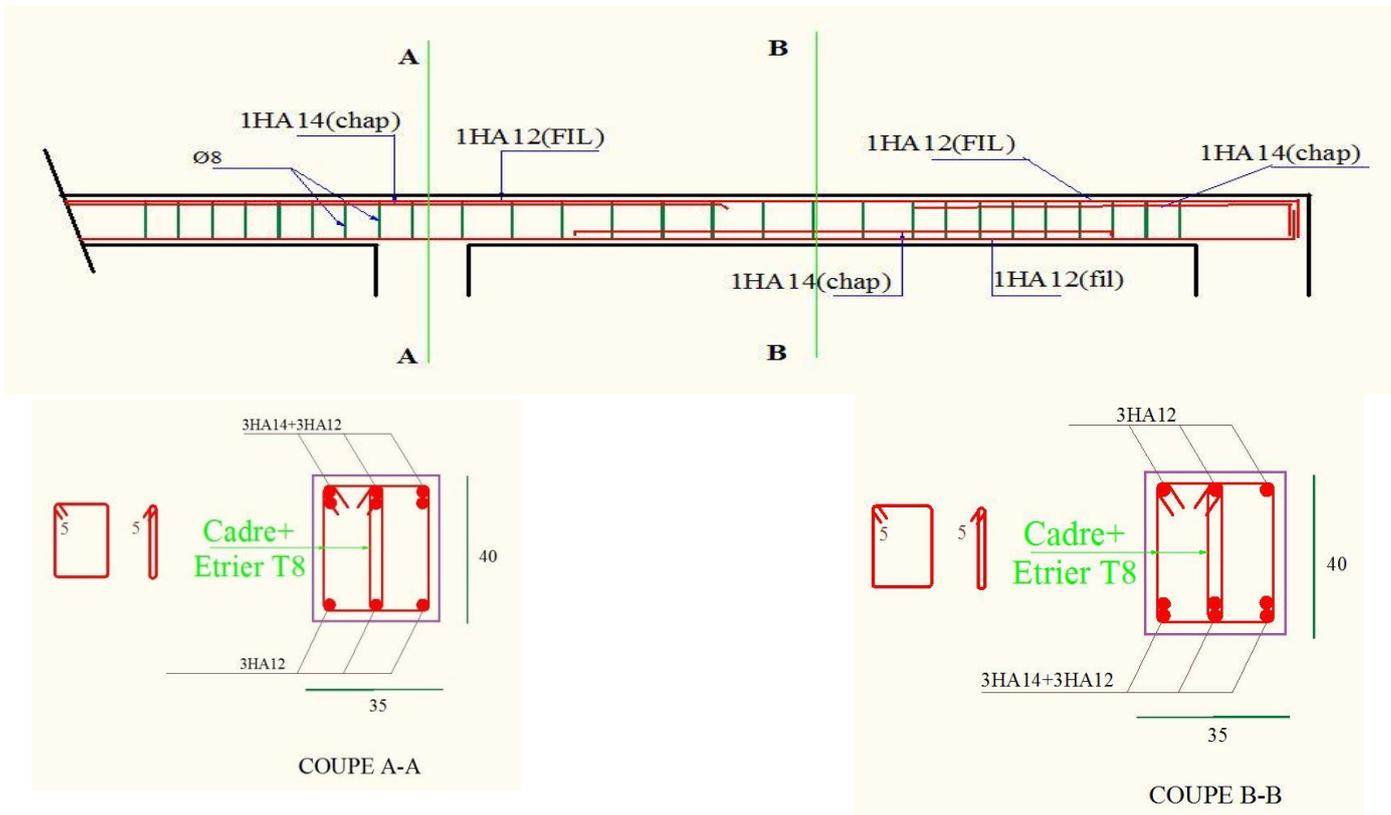
Terrasse inaccessible

Poutre principale

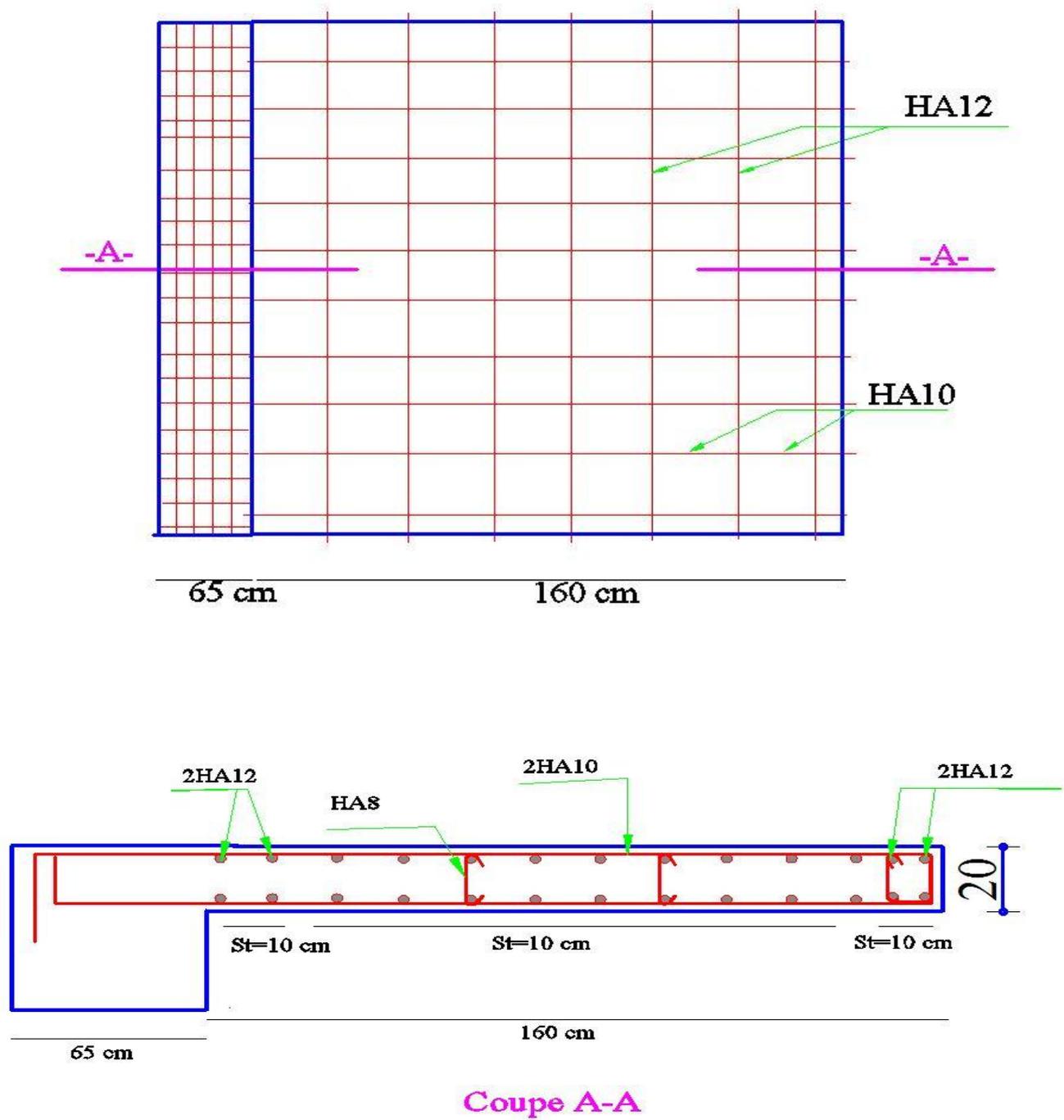


Poutre

secondaire

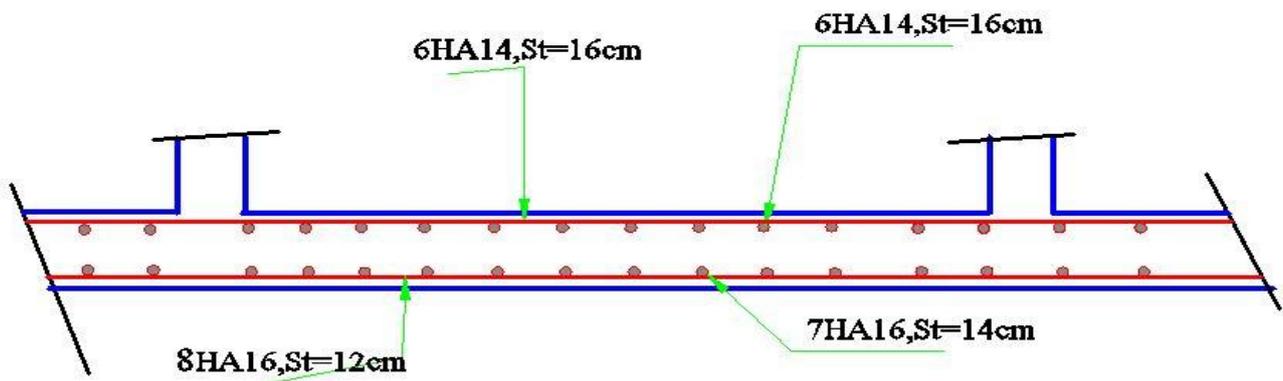
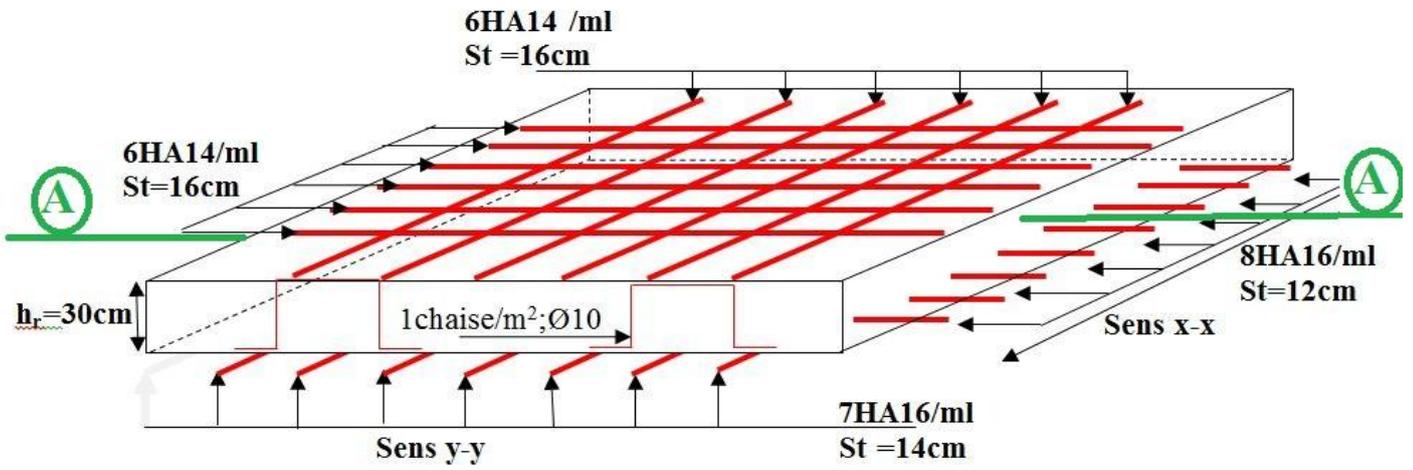


Ferrailage de voile V_{y1} et V_{y2} , E-sols et RDC



Annexe.III.23.

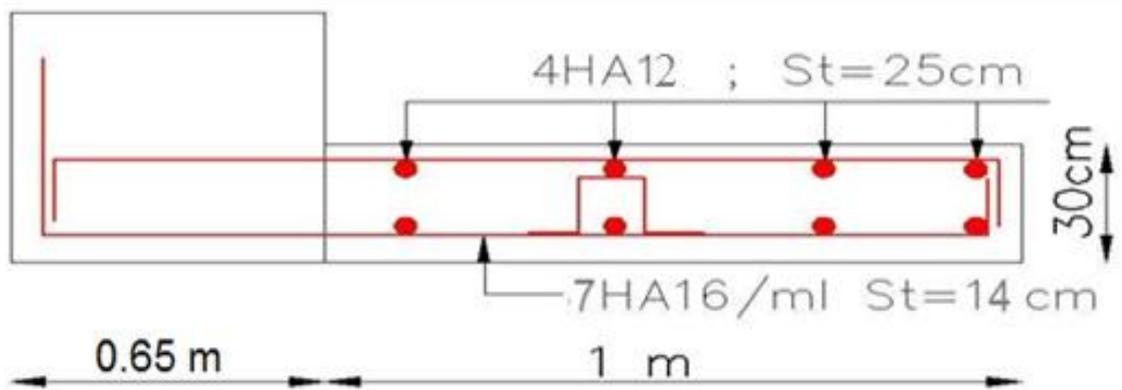
Ferrailage de la dalle du radier



Coupe A-A

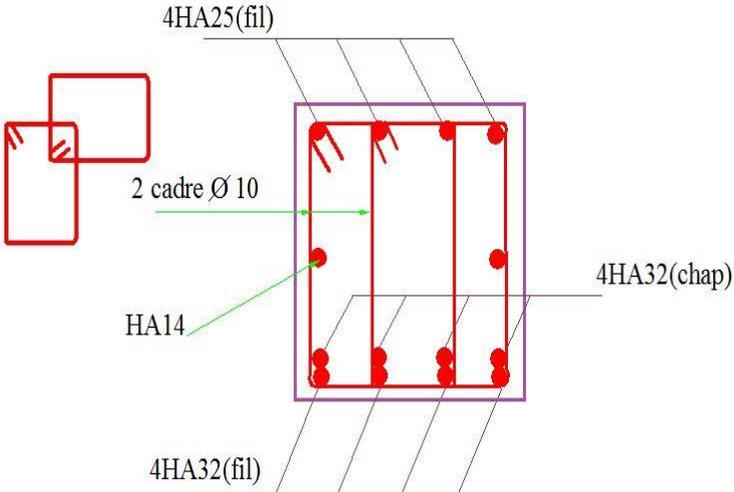
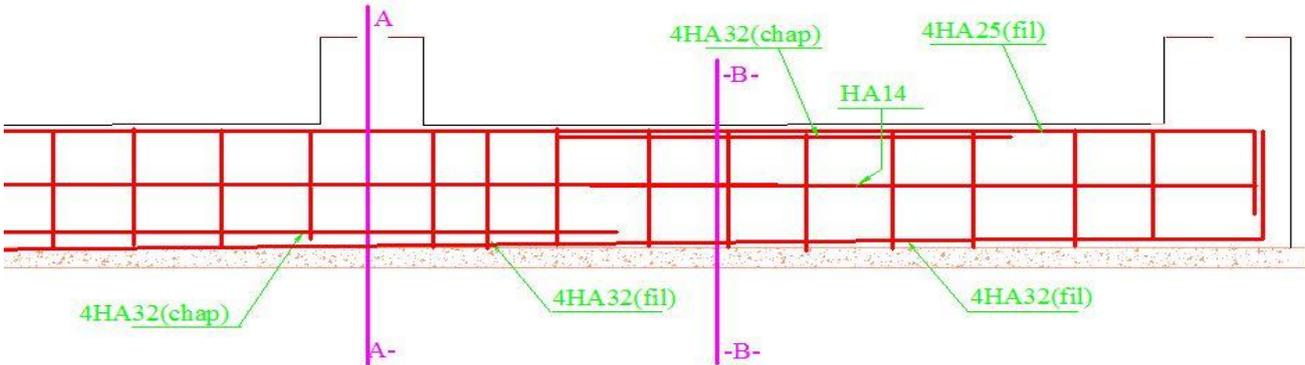
Annexe.III.24.

Schéma de ferrailage de débord

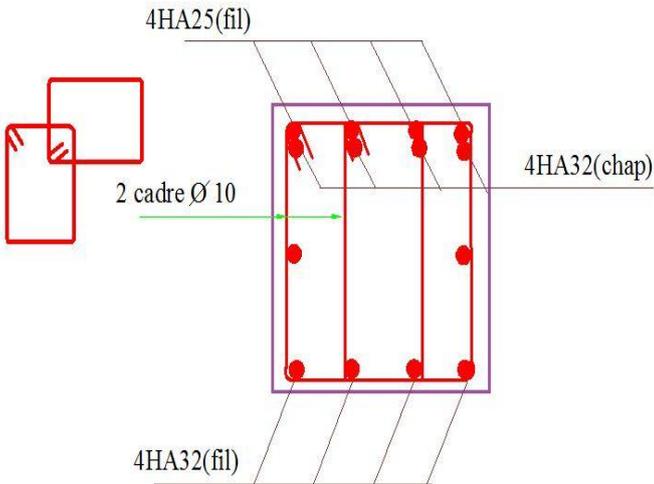


Annexe.III.25

Ferrailage des nervures (sens X-X)

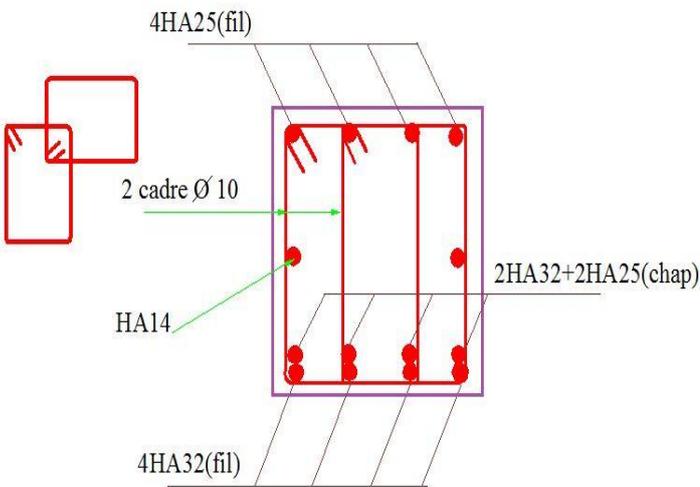
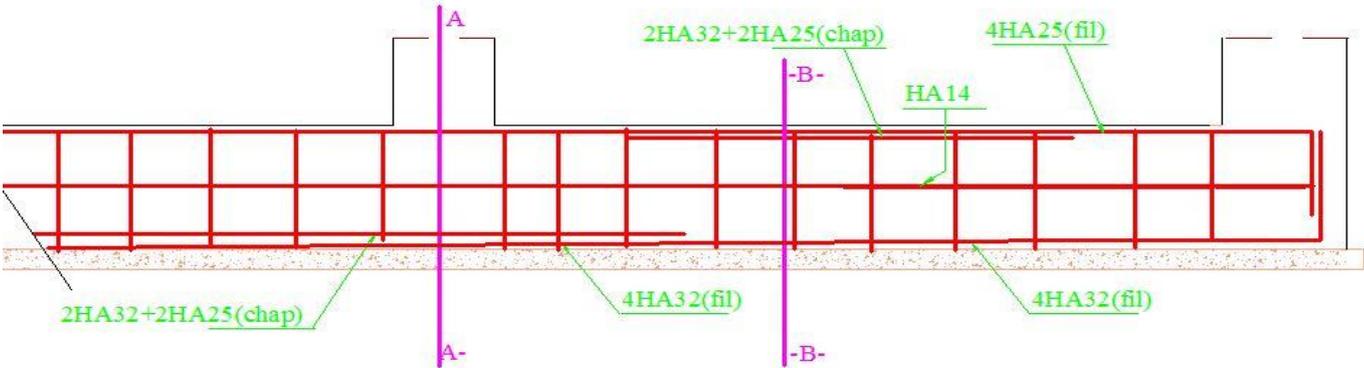


COUPE A-A

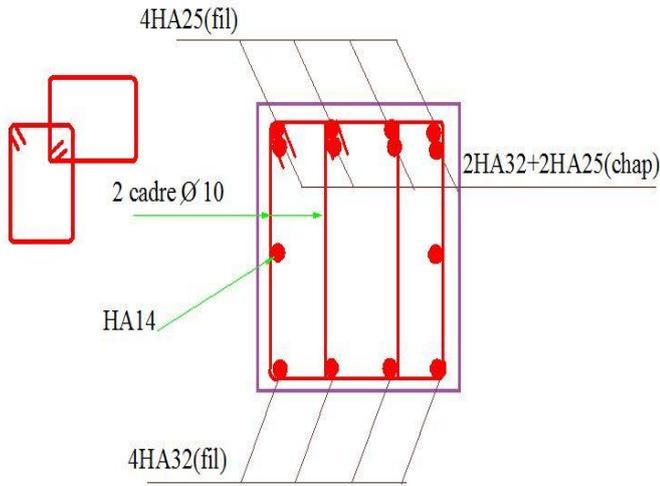


COUPE B-B

Ferrailage des nervures (sens Y-Y)

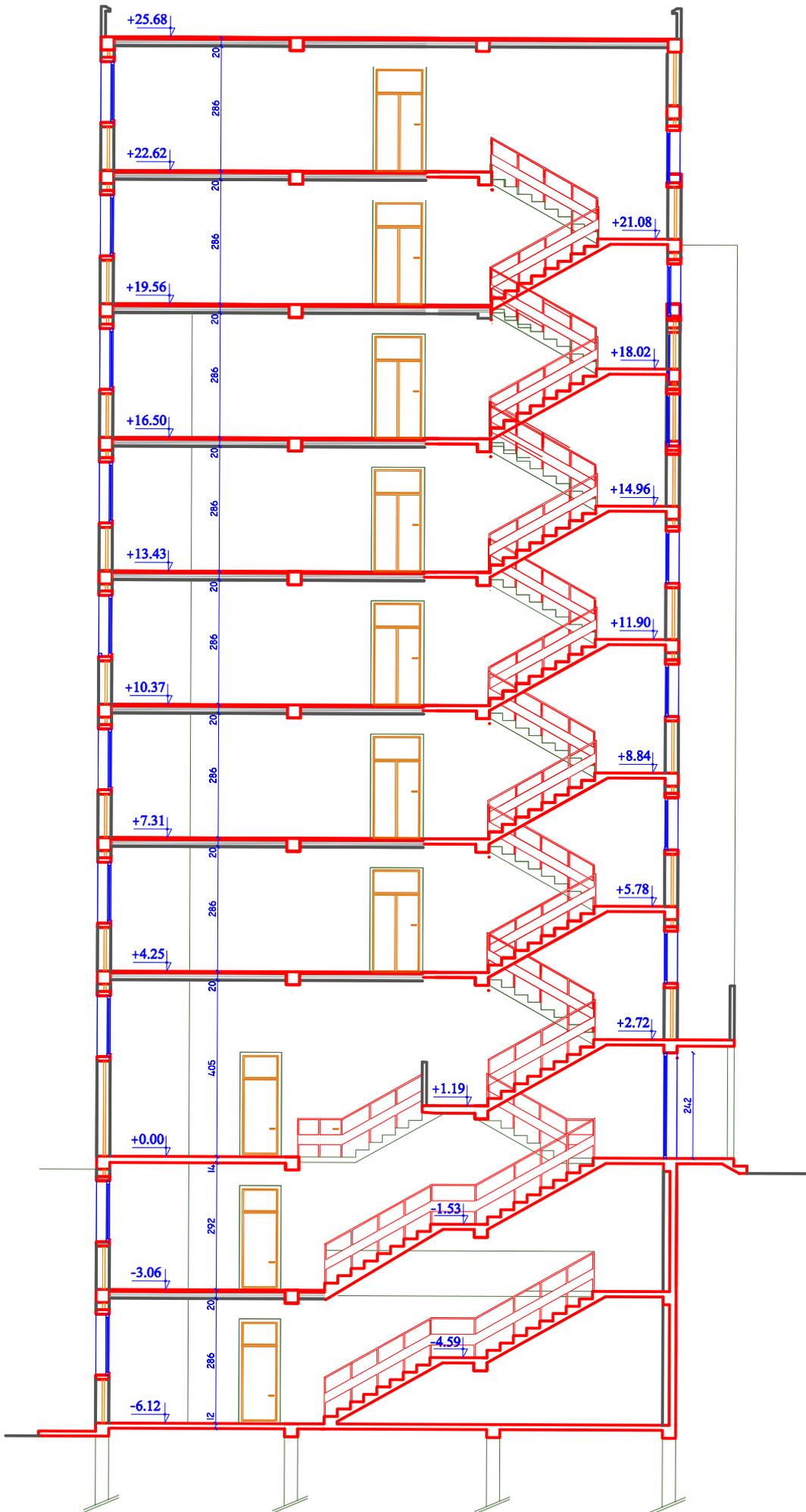


COUPE A-A

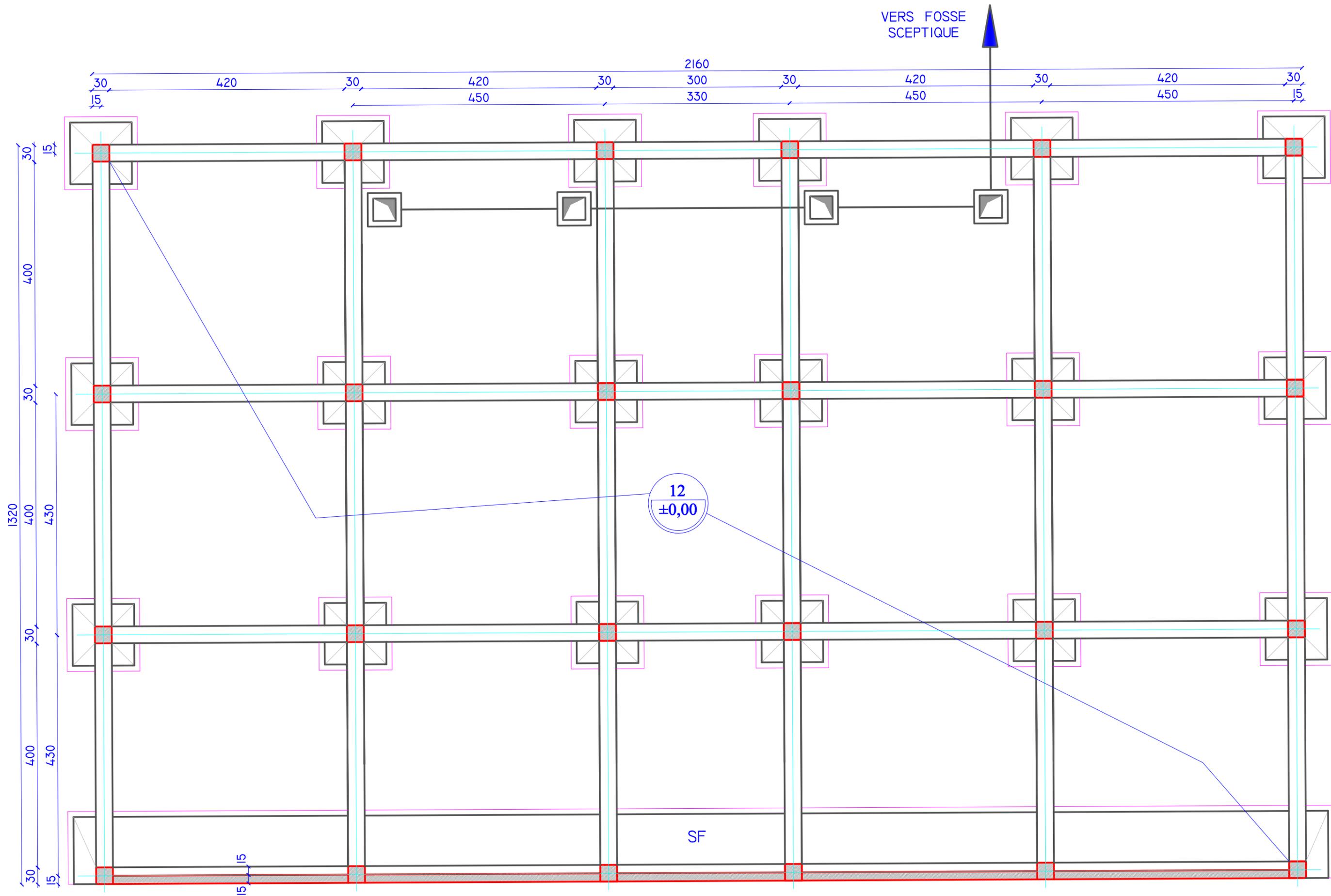


COUPE B-B

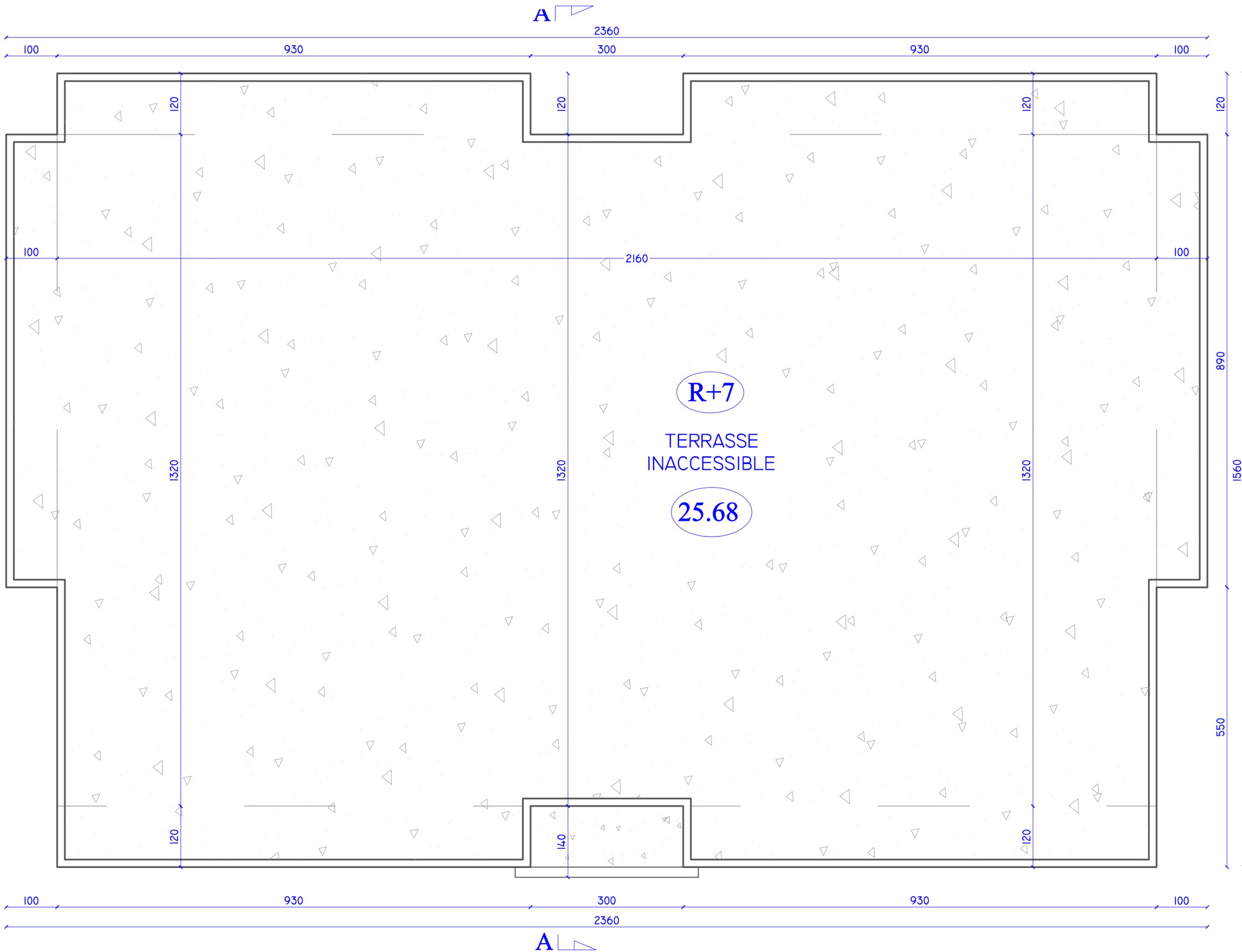
Annexe III

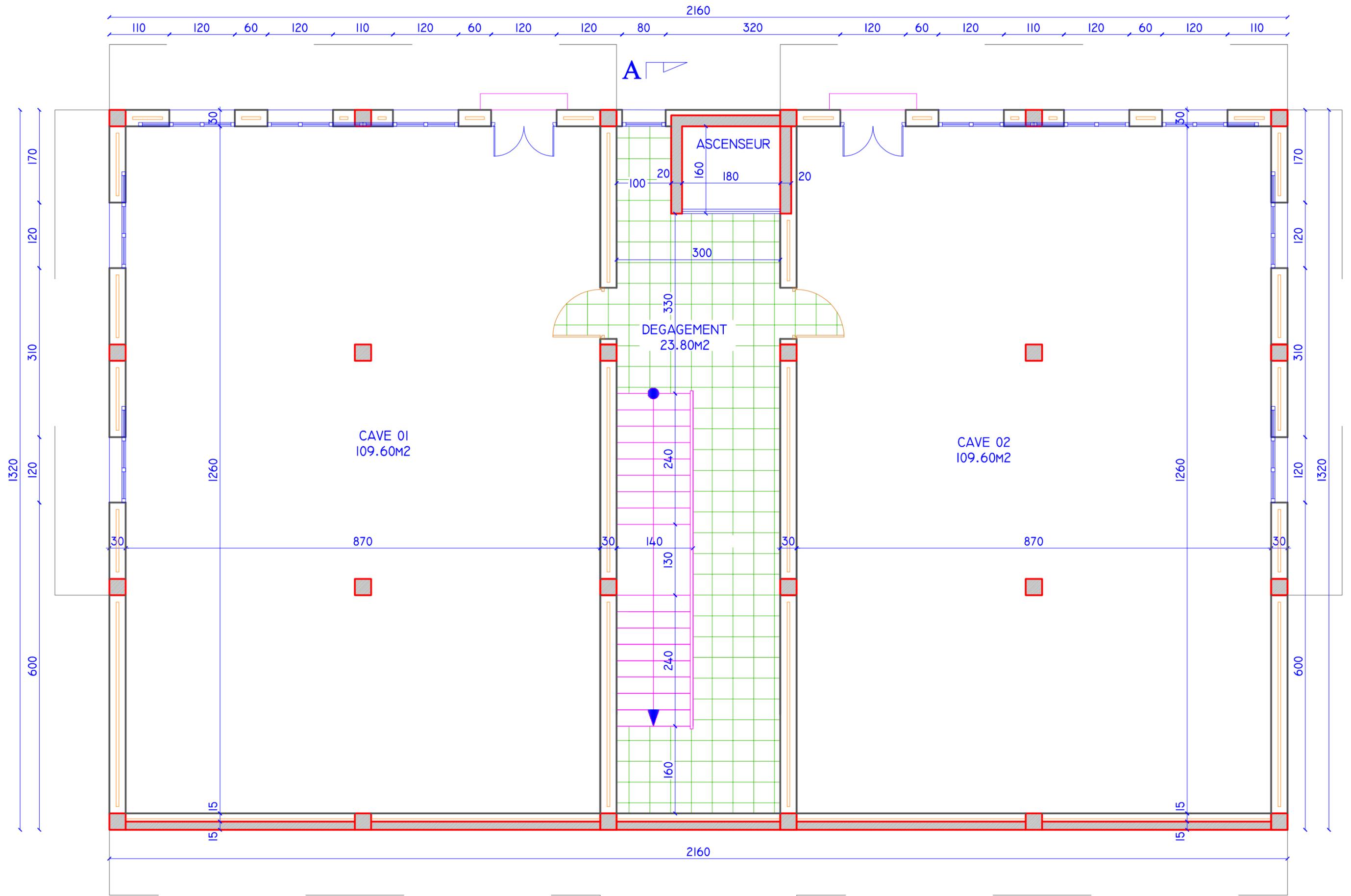


COUPE -AA-



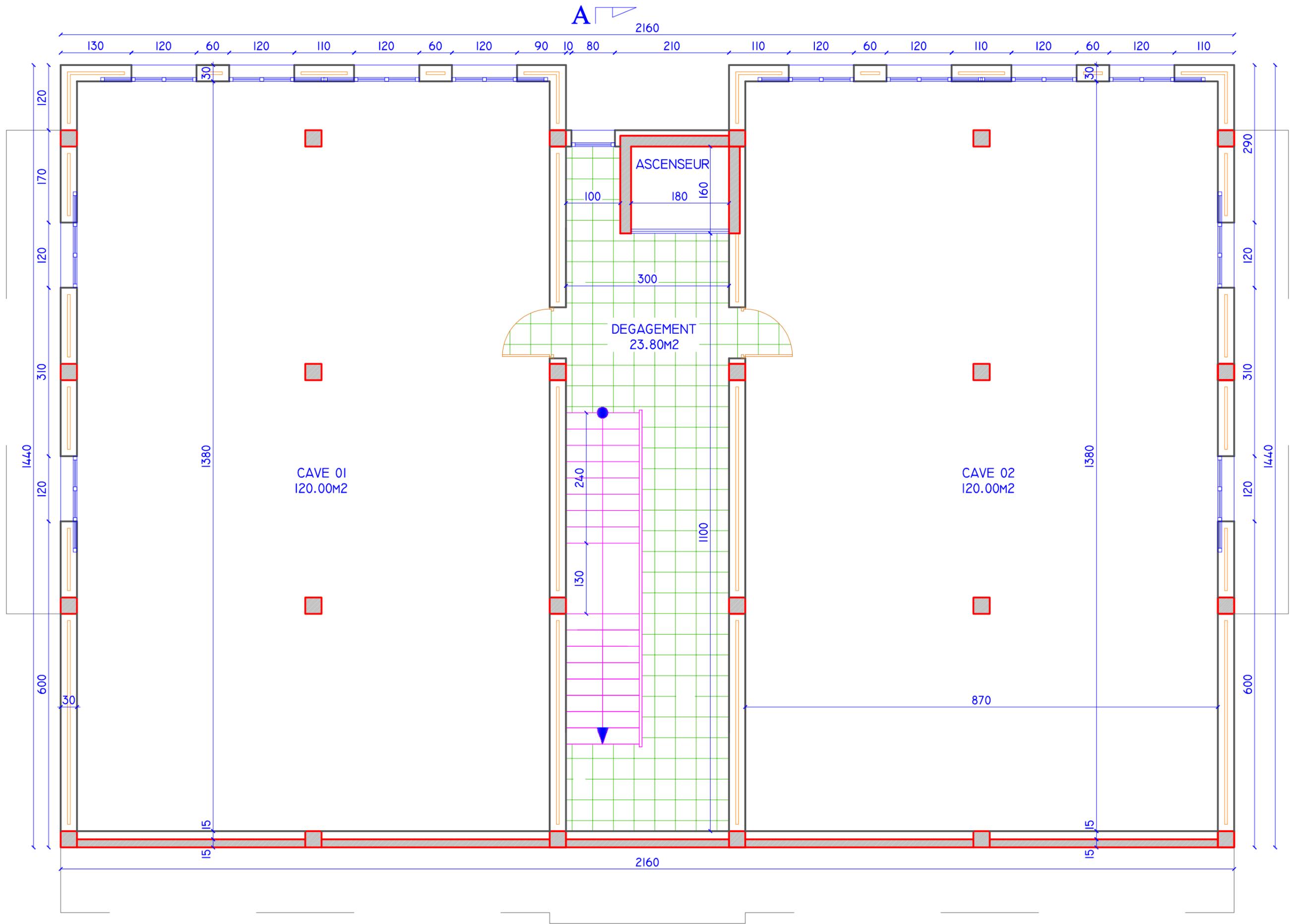
PLAN FONDATION





PLAN ENTRE-SOL* 02*

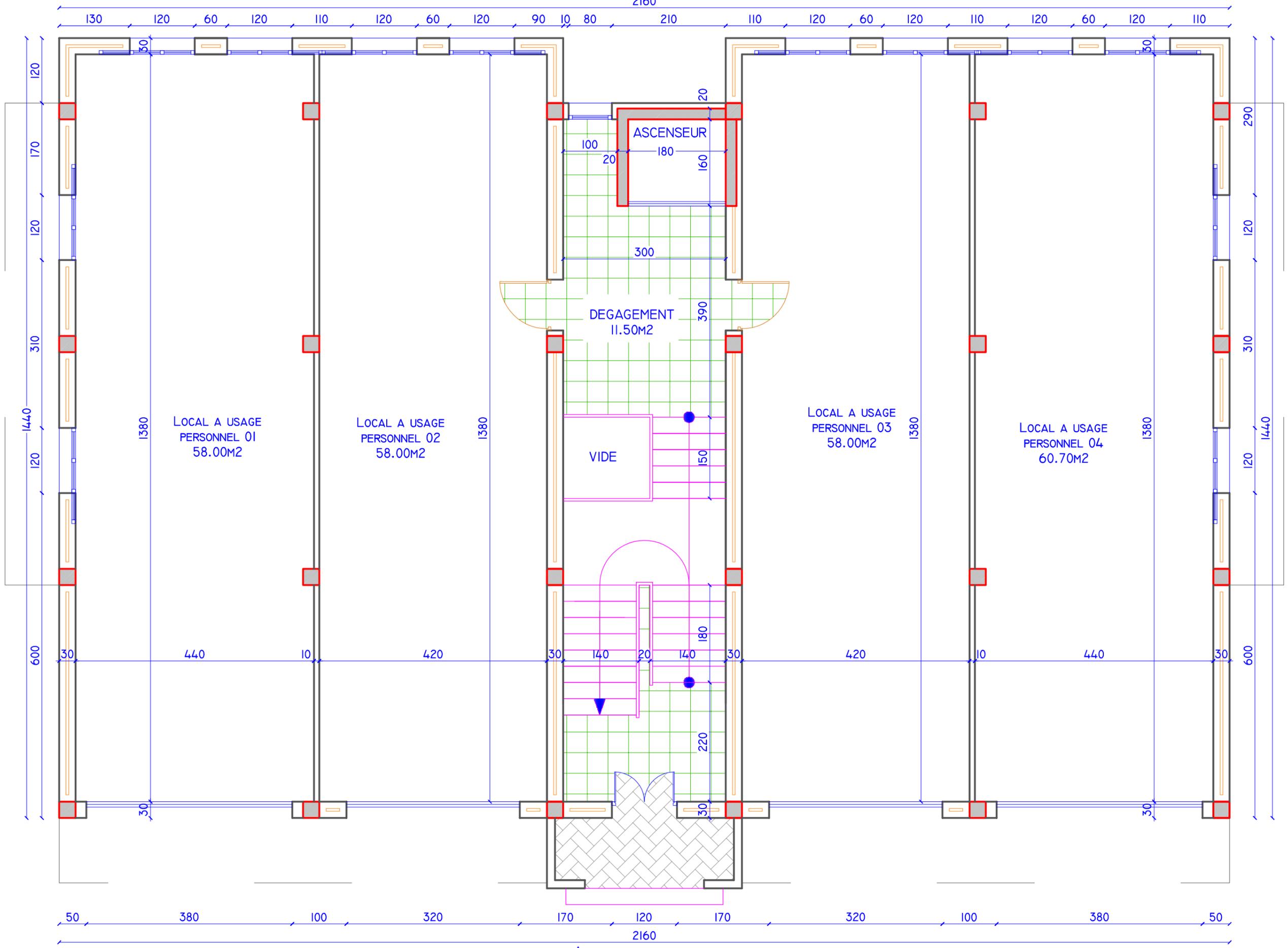
A



PLAN ENTRE-SOL* 01*

A

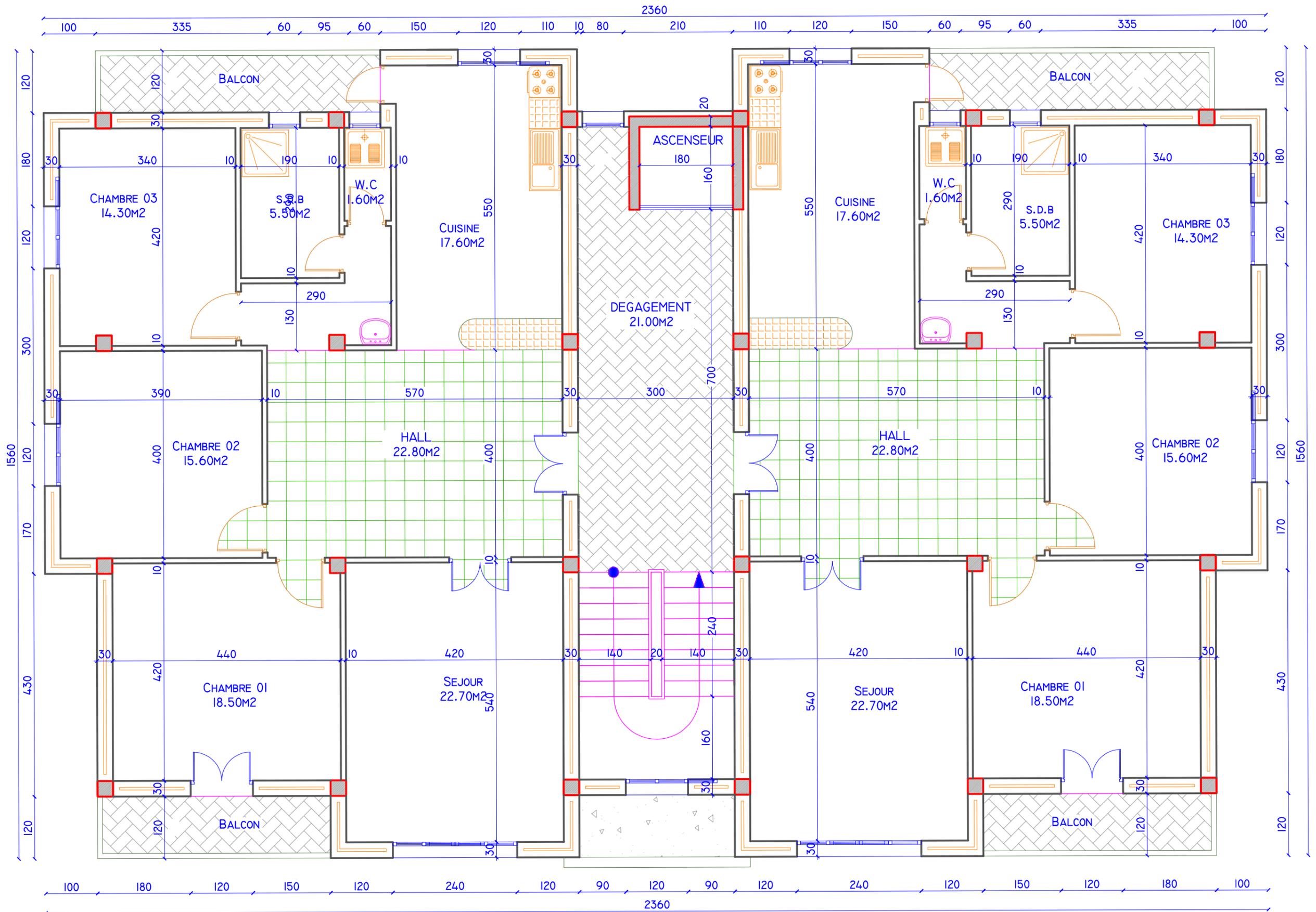
2160



A

2160

PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT * 01,02,03,04,05,06,07 *

F- CONCLUSION

Le terrain du site, destiné à construction d'une maison a usage d'habitation en (R+7) + 04 locaux d'usage personnel en RDC + 02 entre sol, est constitué par une superposition de formations :

- ✓ « C^{5-6a} » (Campanien **supérieur et Maestrichtien inférieur** : marneux sombres à boules jaunes abondantes).
- ✓ « Q » (Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire anciennes).

La coupe du sondage carotté donne leur stratigraphie suivante :

✗ Sondages **Sc** :

- ± 0.00 / -1.80 m terre végétal .
- - 1.0 / -2.50 m limon marneuse.
- - 2.50 / -4.00 m Argile schisteuse.
- - 4.00 / -10.00 m Schiste.

Le sol est moyennement porteur.

Pour la capacité portante du sol nous vous suggérons de prendre une contrainte de service du sol de 1.50 bars (0.15 Mpa) pour des semelles superficielles types isolées ou filantes ,en fonction des charges à appliquer au sol, ancrées à 2.50 m de profondeur par rapport au niveau TN .

N.B / **1** – Les tassements résultants seront admissibles.

2 - Selon la norme NF P 18 011 (Juin 92), les sols de fondations sont faiblement agressifs.

3 - Selon le RPA 2003, et compte tenu de la nature du sol (Argile moyennement raide), caractérisant ainsi un sol meuble, il peut être classé en : «Catégorie S3».

4 - Nous restons à la disposition de notre client pour d'éventuels éclaircissements sur cette étude.

L'ingénieur chargé de l'étude

S. Laghouag

