



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue l'obtention d'un diplôme du master en génie civil

Option : structure

THÈME :

**ETUDE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ (R+8+ENTRE-SOL) À USAGE
D'HABITATION AVEC CONTREVENTE PAR UN SYSTÈME MIXTE
(VOILE-PORTIQUE)**

Réalisé par :

- AZZIB FADILA
- BECHIREN MOURAD

Promoteur :

M : NASEREDDINE OUDNI

Membres de jury :

- M_r OURABAH
- M_{me} BERAH

Promotion : 2019/2020

Remerciement

On souhaite avant tout remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

On adresse nos sincères remerciements à nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de M.OUDNI Nasserline, on le remercie pour sa qualité de son encadrement durant notre préparation de notre mémoire.

Enfin, à tous ces intervenants, on présente les remerciements, respect et notre gratitude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents ;

Ma grande mère ;

Mes adorables frères ;

Mes chères sœurs ;

Mes belles sœurs ;

Mes oncles et tantes ainsi que leurs familles et enfants ;

Monsieur oudni nasseredine ;

Mes amis : faycel, Lyes, bakir, hassina, kahina, zakia, daliya, nadia, aicha,

Mon cher binôme fadila.

Mourad bechiren,

Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
A_r	Aire d'une section d'acier de répartition
A_t	Aire d'une section d'acier transversal
A_s	Aire d'une section d'acier
B	La largeur (m)
B_r	Section réduite du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
f_{cj}	Résistance caractéristique de compression à j jour
f_{tj}	Résistance caractéristique de traction à j jour
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
G	Charges permanente
Q	Charges d'exploitation
E	Actions accidentelles
q_u	Charges réparties ultime
q_s	Charges réparties de service
I	Moment d'inertie
M_u	Moment de calcul ultime
M_s	Moment de calcul de service
N_u	Effort normal ultime
N_s	Effort normal de service
V	Effort tranchant
S	Surface plane de la structure
d	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
e	Epaisseur
L	Longueur
L_r	Longueur de recouvrement
l_f	Longueur de flambement
I	Rayon de giration
λ	Elancement

μ_{bu}	Moment ultime réduit
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton à la compression
σ_s	Contrainte de l'acier à la traction
ν_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement
η	Coefficient de fissuration
l_r	Longueur de recouvrement
ξ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ξ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
γ	Poids spécifique déjaugé
A	Coefficient d'accélération de la zone
C_T	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol (KN/m ²)
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
F_s	Coefficient de sécurité = 1.5
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement global
P	Poids du radier (KN)
N	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
L_r	Longueur de recouvrement
l_f	Longueur de flambement
I	Rayon de giration
λ	Elancement
μ_{bu}	Moment ultime réduit
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton à la compression
σ_s	Contrainte de l'acier à la traction
ν_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement

η	Coefficient de fissuration
l_r	Longueur de recouvrement
ξ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ξ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
γ	Poids spécifique déjaugé
A	Coefficient d'accélération de la zone
C_T	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol (KN/m ²)
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
F_s	Coefficient de sécurité = 1.5
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement global
P	Poids du radier (KN)
S_{rad}	Surface du radier (m ²)
S_{bat}	Surface totale du bâtiment (m ²)
S_t	Espacement des armatures
W	Poids propre de la structure.
W_{Qi}	Poids dû aux charges d'exploitation
W_{Gi}	Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
Z	Bras de levier
f	Flèche
f_e	Limite d'élasticité
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	Contrainte normale (MPa)
ν	Angle de frottement interne du sol (degrés)
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
h_t	Hauteur de la nervure (cm)

Srad	Surface du radier (m ²)
Sbat	Surface totale du bâtiment (m ²)
S_t	Espacement des armatures
W	Poids propre de la structure.
W_{Qi}	Poids dû aux charges d'exploitation
W_{Gi}	Poids dû aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
Z	Bras de levier
f	Flèche
f_e	Limite d'élasticité
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	Contrainte normale (MPa)
ν	Angle de frottement interne du sol (degrés)
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
h_t	Hauteur de la nervure (cm)

Liste des figures

Figures	Titres	Page
Figure N°I.1	Diagramme contrainte-déformation du béton(ELU).	4
Figure N°I.2	Diagramme contrainte-deformation du béton(ELS).	5
Figure N°I.3	Diagramme contrainte déformation de l'acier.	6
Figure N°II.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	9
Figure N°II.2	Schéma de la disposition des poutrelles.	10
Figure N°II.3	La coupe transversale d'une poutrelle.	11
Figure N°II.4	Dalle sur 2 appuis.	12
Figure N°II.5	Dalle sur 3 appuis.	12
Figure N°II.6	Schéma d'un escalier.	13
Figure N°II.7	Surface afférente du poteau B5.	20
Figure N°II.8	Surface afférente du poteau A4.	24
Figure N°II.9	Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.	28
Figure N°II.10	Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à plus de 2 travées.	28
Figure N°II.11	Diagramme des efforts tranchants aux appuis d'une poutre à 2 travées.	28
Figure N°II.12	Diagramme des efforts tranchants aux appuis d'une poutre à plus de 2 travées.	28
Figure N°II.13	Les différents type des poutrelles	30
Figure N°II.14	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	40
Figure N°II.15	Schéma de ferrailage de la dalle type 1.	43
Figure N°II.16	Schéma de ferrailage de la dalle type 2.	43
Figure N°II.17	Schéma de ferrailage de la dalle type 3.	43
Figure N°II.18	Schéma statique de l'escalier.	44
Figure N°II.19	Schéma statique de l'escalier (étage courant).	46
Figure N°II.20	Schéma statique de l'escalier.	47
Figure N°II.21	Schéma statique de l'escalier (entre - sol).	49
Figure N°II.22	Schéma de ferrailage de la poutre palière.	55
Figure N°II.23:	Schéma de ferrailage de l'acrotère.	58
Figure N°II.24	Schéma de la poutre de chaînage.	60
Figure N°II.25	Cage d'ascenseur.	61
Figure N°II.26	Schéma représentant la surface d'impact.	63
Figure N°II.27.	Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur.	66
Figure N°III.1	spectre de réponse XX et YY	71
Figure N°III.2	Disposition des voiles	72
Figure N°III.3	Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).	73
Figure N°III.4	Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).	73
Figure N°III.5	Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).	74
Figure N° IV.1	Schéma de Ferrailage de poutre principale de l'entre sol.	83

Figure N° IV.2	Schéma de Ferrailage de poutre secondaire de l'entre sol.	84
Figure N° IV.3	Zone nodale.	85
Figure N° IV.4	Zone nodale.	91
Figure N° IV.5	Schéma de ferrailage de l'entre sol et RDC, 1 ^{er} étage.	94
Figure N° IV.6	Schéma de ferrailage du voile Vy1 (entre sol).	103
Figure N°V.1	Schéma d'une semelle isolée	105
Figure N°V.2	Schéma d'une semelle filante	106
Figure N°V.3	Dimension du radier	107
Figure N°V.4	Ferrailage du radier	114
Figure N°V.5	lignes de ruptures des nervures.	114
Figure N°V.6	la distribution des charges selon sens X-X	115
Figure N°V.7	la distribution des charges selon sens Y-Y	116
Figure N°V.8	Schéma de ferrailage des nervures sens X-X	119
Figure N°V.9	Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y	120
Figures N°V.10	Répartitions des contraintes sur les voiles	121
Figure N° V.11	Schéma de ferrailage du mur	123
Figure N° V.12	Schéma de ferrailage des nervures radier (sens X-X)	124

Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
Tableau N° I.1	Les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton-acier).	8
Tableau N° II.1	Les deux types de dalle pleine.	12
Tableau N° II.2	Dimensionnement de l'escalier.	14
Tableau N° II.3	Dimension de l'acrotère.	15
Tableau N° II.4	Les dimensions des poteaux pour chaque niveau.	17
Tableau N° II.5	Evaluation des charges dans le plancher.	17
Tableau N° II.6	Evaluation des charges des balcons.	18
Tableau N° II.7	Evaluation des charges du palier.	18
Tableau N° II.8	Evaluation des charges de la volée.	19
Tableau N° II.9	Evaluation des charges des murs extérieurs.	20
Tableau N° II.10	Le poids propre des poutres et des poteaux.	21
Tableau N° II.11	Les charges et les surcharges sur des différents planchers.	21
Tableau N° II.12	La dégression des charges d'exploitation.	22
Tableau N° II.13	La descente de charge sur le poteau B5.	22
Tableau N° II.14	vérification des poteaux à la compression simple.	25
Tableau N° II.15	Vérification des poteaux au flambement.	26
Tableau N° II.16	Des charges et surcharges revenant aux poutrelles.	30
Tableau N° II.17	Les sollicitations des différentes poutrelles dans les planchers.	32
Tableau N° II.18	les sollicitations maximales pour le ferrailage des poutrelles.	32
Tableau N° II.19	le ferrailage aux appuis.	34
Tableau N° II.20	Les vérifications à l'ELS au niveau des appuis.	36
Tableau N° II.21	Vérifications de la flèche dans le plancher (étage courant).	38
Tableau N° II.22	Vérifications de la flèche.	38
Tableau N° II.23	Ferrailage des poutrelles.	38
Tableau N° II.24	vérification de la flèche.	39
Tableau N° II.25	Schéma de ferrailage des poutrelles.	39
Tableau N° II.26	Sollicitation dans les dalles.	40
Tableau N° II.27	Estimation des moments.	41
Tableau N° II.28	Ferrailage de dalle type 1.	41
Tableau N° II.29	Vérification des contraintes à l'ELS.	42
Tableau N° II.30	Les sollicitations de la 1 ^{ère} volée.	44
Tableau N° II.31	Ferrailage de la 1 ^{ère} volée.	45
Tableau N° II.32	Vérification des contraintes.	45
Tableau N° II.33	Vérification de la flèche.	46
Tableau N° II.34	Les sollicitations de la 2 ^{ème} volée.	47
Tableau N° II.35	Ferrailage de la 2 ^{ème} volée.	47
Tableau N° II.36	Vérification des contraintes.	48
Tableau N° II.37	Vérification de la flèche.	49
Tableau N° II.38	Récapitulatif des sollicitations.	50

Tableau N° II.39	Résultats du feuillage de la poutre palière.	50
Tableau N° II.40	Récapitulatif des sollicitations.	52
Tableau N° II.41	Résultats du feuillage de la poutre palière.	52
Tableau N° II.42	Vérification des contraintes.	53
Tableau N° II.43	Récapitulatif des sollicitations.	54
Tableau N° II.44	Résultats du feuillage de la poutre palière.	54
Tableau N° II.45	Vérification des contraintes.	55
Tableau N° II.46	Combinaison d'action de l'acrotère.	56
Tableau N° II.47	Résultats de ferrailage pour l'acrotère.	57
Tableau N° II.48	Vérification des contraintes à l'ELS.	58
Tableau N° II.49	Résultats de ferrailage.	59
Tableau N° II.50	Vérification des contraintes.	60
Tableau N° II.51	Sollicitation de la dalle d'ascenseur.	62
Tableau N° II.52	Résultats ferrailage dalle ascenseur.	62
Tableau N° II.53	Vérification des contraintes à l'ELS.	63
Tableau N° II.54	Moment et ferrailage correspondant.	64
Tableau N° II.55	Vérification des contraintes.	66
Tableau N° III.1	Valeurs des pénalités P_q .	69
Tableau N° III.2	Vérification de la résultante des forces sismique.	70
Tableau N° III.3	Période et taux de participation massique de la structure.	72
Tableau N° III.4	Interactions sous charges verticales.	75
Tableau N° III.5	Interactions sous charges horizontales.	75
Tableau N° III.6	Vérification de l'effort normal réduit.	76
Tableau N° III.7	Vérification des déplacements relatifs.	76
Tableau N° III.8	Vérification de l'effet $P-\Delta$.	77
Tableau N° III.9	Dimensions finales des éléments structuraux.	78
Tableau N° IV.1	Ferrailage des poutres principales et secondaires.	80
Tableau N° IV.2	Vérification des contraintes tangentielles des poutres.	82
Tableau N° IV.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres.	82
Tableau N° IV.4	Vérification de l'état limite de compression.	82
Tableau N° IV.5	Armatures longitudinales exigées par le RPA.	85
Tableau N° IV.6	Sollicitations dans les poteaux.	86
Tableau N° IV.7	Ferrailage longitudinal des poteaux.	88
Tableau N° IV.8	Ferrailage transversal des poteaux.	88
Tableau N° IV.9	Vérification de l'effort normal ultime.	89
Tableau N° IV.10	Vérification des contraintes dans le béton.	90
Tableau N° IV.11	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	91
Tableau N° IV.12	Moment résistant dans les poteaux selon le sens principal.	92
Tableau N° IV.13	Moment résistant dans les poteaux selon le sens secondaire.	92
Tableau N° IV.14	Moment résistant dans les poutres.	92
Tableau N° IV.15	Vérification de la zone nodale.	93
Tableau N° IV.16	Vérification de la zone nodale suivant le sens secondaire.	93

Tableau N° IV.17	Sollicitation maximales du voile Vy2.	96
Tableau N° IV.18	Ferraillage du voile Vy1.	99
Tableau N° IV.19	Ferraillage du voile Vy2.	100
Tableau N° IV.20	Ferraillage du voile Vx1.	101
Tableau N° IV.21	Ferraillage du voile Vx2.	102
Tableau N° V.1	Somme des efforts normaux des différentes files de semelles filantes.	104
Tableau N° V.2	Résumé des résultats du ferraillage du radier.	110
Tableau N° V.3	Vérification des contraintes du radier.	111
Tableau N° V.4	Vérification d'état limite des ouvertures des fissures.	111
Tableau N° V.5	Section d'armature a l'ELS.	112
Tableau N° V.6	Re-vérification des contraintes du radier.	112
Tableau N° V.7	Les différents chargements à l'ELU selon les deux sens.	114
Tableau N° V.8	Les différents chargements à l'ELS selon les deux sens.	114
Tableau N° V.9	Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.	115
Tableau N° V.10	Sollicitations dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.	115
Tableau N° V.11	Ferraillage des nervures.	116
Tableau N° V.12	Vérifications des contraintes de à L'ELS.	117
Tableau N° V.13	Résumé des résultats (ferraillage des nervures).	117
Tableau N° V.14	Section des armatures du mur adossé.	120
Tableau N° V.15	Les vérifications à l'ELS.	121
Tableau N° V.16	Les vérifications à L'ELS.	122

Sommaire

Remerciement	
Dédicaces	
Tableau des symboles et notations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	01

Chapitre I : Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	02
I.2 Caractéristiques géométrique.....	02
I.3 Caractéristiques géotechnique du site.....	02
I.4 Règlements et normes utilisés.....	02
I.5 Les hypothèses de calculs.....	03
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	03
I.7 Les actions et sollicitations de calculs.....	07
I.8 Conclusion.....	08

Chapitre II : calcul et pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.1 Pré-dimensionnements et évaluations des charges.....	09
II.1.1 Plancher.....	09
II.1.2 Les escaliers.....	13
II.1.3 L'acrotère.....	14
II.1.4 Les poutres.....	15
II.1.5 Les voiles.....	16
II.1.6 Les poteaux.....	16
II.2 Évaluation des charges et surcharges.....	17
II.3 La descente de charge.....	20
II.4 Etude des éléments secondaires.....	26
II.4.1 Étude des plancher.....	26
II.4.2 Dalle pleine.....	40
II.4.3 Les escaliers.....	44
II.4.4 La poutre palière.....	49
II.4.5 Etude de l'acrotère.....	56

II.4.6 La poutre de chaînage.....	59
II.4.7 Etude de l'ascenseur.....	61

Chapitre III : Etude dynamique

III.1 Méthodes de calcul.....	67
III.2 Calcul de la force sismique totale.....	68
III.3 Spectre de réponse de calcul.....	71
III.4 Résultats de la modélisation.....	71
III.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003	74

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1 Etude des poutres.....	79
IV.2 Etude des poteaux	84
IV.3 Etude des voiles.....	94

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

V.1 Les différents types de fondation.....	104
V.2 Choix de type de fondation.....	104
V.3 Combinaison de calcul.....	104
V.4 La vérification de types de fondation.....	105
V.5 Etude des nervures.....	114
V.6 Etude du mur adossé.....	120

Conclusion générale.....	124
--------------------------	-----

Bibliographie

Annexe

Les plans

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble des activités conduisant à la réalisation de tous ouvrages lié au sol qui est conçu pour une utilisation déterminé.

Un ouvrage en génie civil doit assurer la sécurité des vies humaines et la protection du milieu extérieur .pour cela ingénieur se consacre dans son étude qui consiste à calculer ses éléments résistant (superstructure) et ses fondation (infrastructure).

L'étude d'un bâtiment en R+8+Entre-sol sis à ighil berdj (Bejaïa), à usage d'habitation, contreventé par un système mixte sera subdivisé en trois grandes parties:

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de constructions. Puis nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculons les ferrailages des différents éléments secondaire (acrotère, escalier, plancher.....etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux (poutre ; poteau ; voile), pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS2016), qui nous permettra d'avoir les résultats suivant :

Les caractéristiques vibratoires (période propre et mode propre) de la structure.

Les sollicitations dans les éléments structuraux.

Enfin dans la troisième partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I :

Généralités

Introduction

Pour qu'une étude 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.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment en béton armé (R+8+entre-sol) à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible. Le bâtiment est implanté à la wilaya de Bejaia, au lieu-dit « Ighil Bordj », classé en zone de moyenne sismique (II a), ayant une importante moyenne de groupe d'usage (2).

I.2 Caractéristiques géométrique

- Hauteur totale du bâtiment: 31.62 m;
- Hauteur de l'entresol: 4.08 m;
- Hauteur de RDC: 3,06 m;
- Hauteur d'étage courant: 3.06 m;
- Largeur totale du bâtiment: 11.9 m;
- Longueur totale du bâtiment: 19.3 m.

I.3 Caractéristiques géotechnique du site

- La contrainte admissible du sol est : $\bar{\sigma} = 1,75$ bars;
- L'ancrage minimal des fondations : $D = 2,7$ m;
- Le site est considéré comme un sol meuble.

I.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont:

- Règlements parasismique algérien (RPA99/Version 2003);
- Règles du béton armé aux états limites (BAEL91/Version 99);
- Le code du béton armé (CBA93);
- Document technique réglementaire (DTRBC2.2).

I.5 Les hypothèses de calcul

A L'ELU: CBA99 (Article A.4.3.2)

Conservation des sections planes.

- 1) Pas de glissement entre l'acier et le béton;
- 2) La résistance à la traction est négligeable;
- 3) L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%;
- 4) Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5% dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2% dans le cas de la compression simple;
- 5) Le diagramme des contraintes -déformation (σ , ϵ) de calcul de béton, on utilise le diagramme parabole rectangle si la section est entièrement comprimée. et le diagramme rectangulaire dans les autres cas;
- 6) On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendus ou comprimés, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

A L'ELS : BAEL91 (article IV.1)

- 1) Les trois premières citées précédemment (à l'ELU);
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E_s \epsilon$)
- 3) $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$, avec : E_s : module de Young de l'acier et n : coefficient d'équilibre acier-béton;
- 4) On ne peut pas réduire dans les calculs, les aires des aciers de l'air des sections comprimés.

I.6 Caractéristiques des matériaux

I.6.1 le béton

C'est un mélange de ciment, de sable, de granulats, de l'eau et éventuellement des adjuvants pour améliorer ou modifier ses caractéristiques.

Le béton choisit est de classe 25/30, ses caractéristiques sont:

➤ **La résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est défini par sa résistance à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} ».

Elle est comprise entre 22 et 25 Mpa, on prend $f_{c28} = 25$ Mpa.

➤ **La résistance à la traction:**

La résistance à la traction du béton à « j » jours, notée f_{ij} est conventionnellement défini par la relation suivantes : $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \Rightarrow$ si : $f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$

$$f_{ij} = 0,275f_{cj} \Rightarrow \text{si : } f_{c28} \geq 60\text{Mpa}$$

On a : pour $f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

➤ **Les contraintes limite du béton à la compression:**

ELU:

On adopte le diagramme parabole-rectangle suivant:

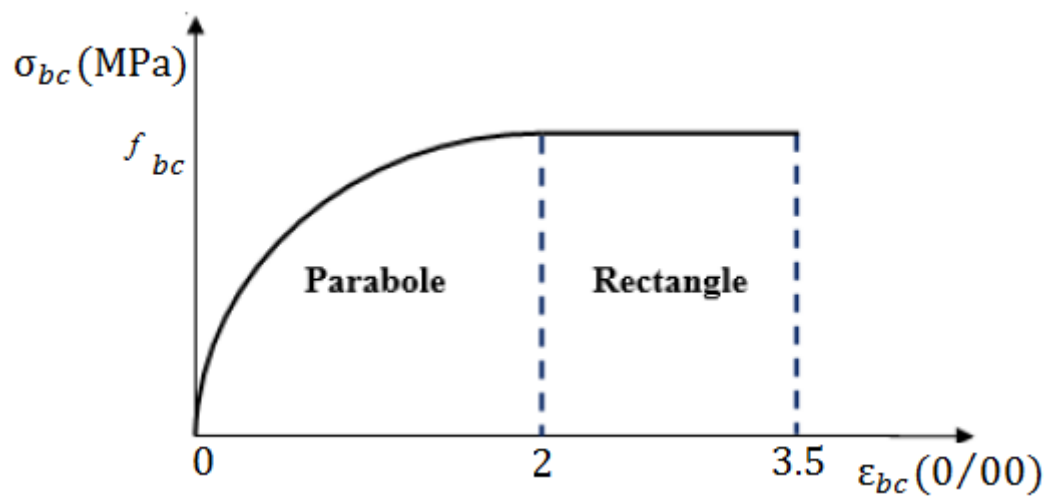


Figure N° I.1: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \times \gamma_b$.

Avec:

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{situation courante;} \\ 1.15 \dots \dots \dots \text{situation courante.} \end{cases}$$

θ : c'est la durée probable d'application des charges;

$\theta = 1 \Rightarrow$ Si la durée $\geq 24\text{h}$;

$\theta = 0.9 \Rightarrow$ Si $1\text{h} < \text{durée} \leq 24\text{h}$;

$\theta = 0.85 \Rightarrow$ Si la durée $< 1\text{h}$.

Pour: $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,28 \text{ Mpa}$;

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bu} = 14,48 \text{ Mpa}$.

➤ **les contraintes limités de cisaillement (τ)**

La contrainte limite de cisaillement (τ_{adm}) prend les valeurs suivantes:

- $\tau_{adm} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow$ Pour une fissuration peu nuisible ;

Pour: $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{Mpa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases} \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$

- $\tau_{adm} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow$ Pour une fissuration préjudiciable.

Pour: $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{Mpa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases} \Rightarrow \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$

ELS:

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limitée ne pas dépasser en compression est: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

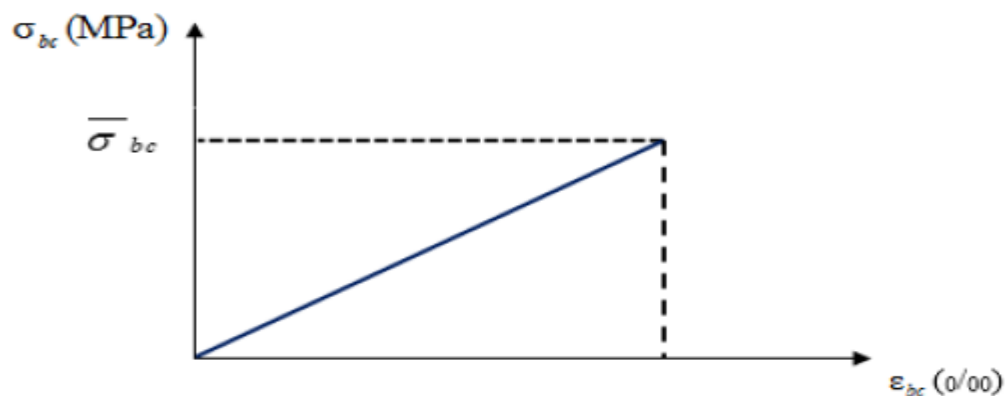


Figure N° I.2: diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

➤ **Coefficient de poisson (BAEL 91 modifié 99)**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformation à l'ELS.

I.6.2 Les aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

➤ **Résistance caractéristique de l'acier:**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité « f_e ».

➤ **Caractéristique aux états limites:**

ELU:

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

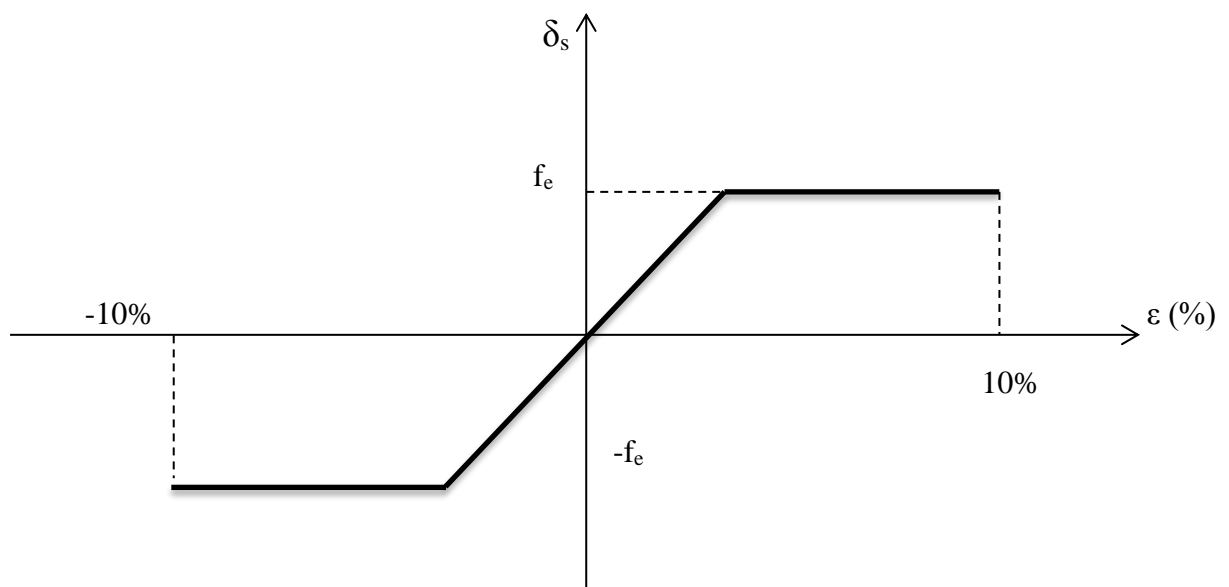


Figure N° I.3: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

On a: $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, tel que : $\gamma_s = 1$; situation accidentelle ;

$\gamma_s = 1,15$; situation courante.

ELS:

La limite des ouvertures des fissures est donnée en fonction de type de la fissuration:

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \Rightarrow$ Pour une fissuration nuisible ;

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \Rightarrow$ Pour une fissuration très nuisible.

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1 \Rightarrow$ Pour les ronds lisses ;

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ Pour les armatures à hautes adhérences HA.

I.7 Les actions et sollicitations de calcul

➤ **Les actions:** On appelle actions l'ensemble des charges et déformations appliqués à une structure, On distingue trois catégories:

- **Charges permanentes (G):** Ce sont des charges constantes ou leurs intensités sont très peu variables dans le temps. Elles comportent:

- Le poids propre de la structure;
- Le poids des cloisons, revêtement, superstructure fixes.

- **Charges d'exploitations (Q):** Ce sont des charges ou leurs intensités sont variables dans le temps. Elles comportent:

Les charges d'exploitations, les charges climatiques, les effets thermiques.

- **Charge accidentelles (A):** Elles se produisent avec une durée très faible. on peut citer :
Les chocs, les séismes, les explosions et le feu.

➤ **Les différentes combinaisons de calcul:** Pour déterminer les sollicitations de calcul, on utilise les combinaisons suivantes:

- Situation courante : ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

I.8 Conclusion

Pour cette étude on prend en considération les caractéristiques présenté dans le tableau suivant:

Tableau N° I.1: Les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton-acier).

Matériaux	Caractéristique Physique	Valeurs (Mpa)
Béton	• résistance caractéristique (f_{c28})	25
	• contrainte limité à l'ELU (situation courante)	14,2
	• contrainte limité à l'ELU (situation accidentelle)	18,45
	• contrainte limité à l'ELS	15
	• module de déformation instantané	32164,19
	• module de déformation longitudinale différé	10818,86
Acier	• limite d'élasticité f_e	400
	• module d'élasticité	2×10^5
	• contrainte de calcul (situation accidentelle)	400
	• contrainte de calcul (situation courante)	348
	• Contrainte (ELS) (F.T.N)	348
	• Contrainte (F.N)	201,63

Chapitre II : calcul et pré- dimensionnement des éléments secondaires

Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments de la structure est la base de la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Le calcul de ces éléments se fait sous l'effet des charges permanentes et surcharges d'exploitation et éventuellement sous des actions sismiques.

II.1 Pré-dimensionnements et évaluations des charges

II.1.1 Plancher

Un plancher est une aire généralement plane qui sert à séparer les différents étages; il est capable de supporter les charges appliquées puis les transmettre aux éléments porteurs.

Dans ce bâtiment, on trouve deux types :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher en dalle pleine.

II.1.1.1 Plancher à corps creux

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec:

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

h_t : la hauteur totale du plancher.

$$\text{Donc : } L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \Rightarrow h_t = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm} .$$

$$\text{Soit : } h_t = (h_{CC} + h_{DC}) = (16 + 4) = 20 \text{ cm} .$$

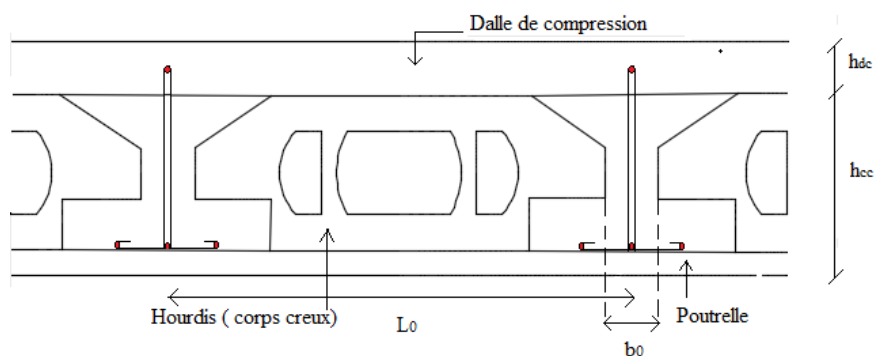


Figure N° II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

➤ **Les poutrelles** : Les poutrelles se calculent en flexion simple comme des sections en T, elles sont disposées selon les critères suivants:

- Le critère de la plus petite portée;
- Le critère de continuité.

Pour ce bâtiment la disposition est indiquée sur la figure suivante:

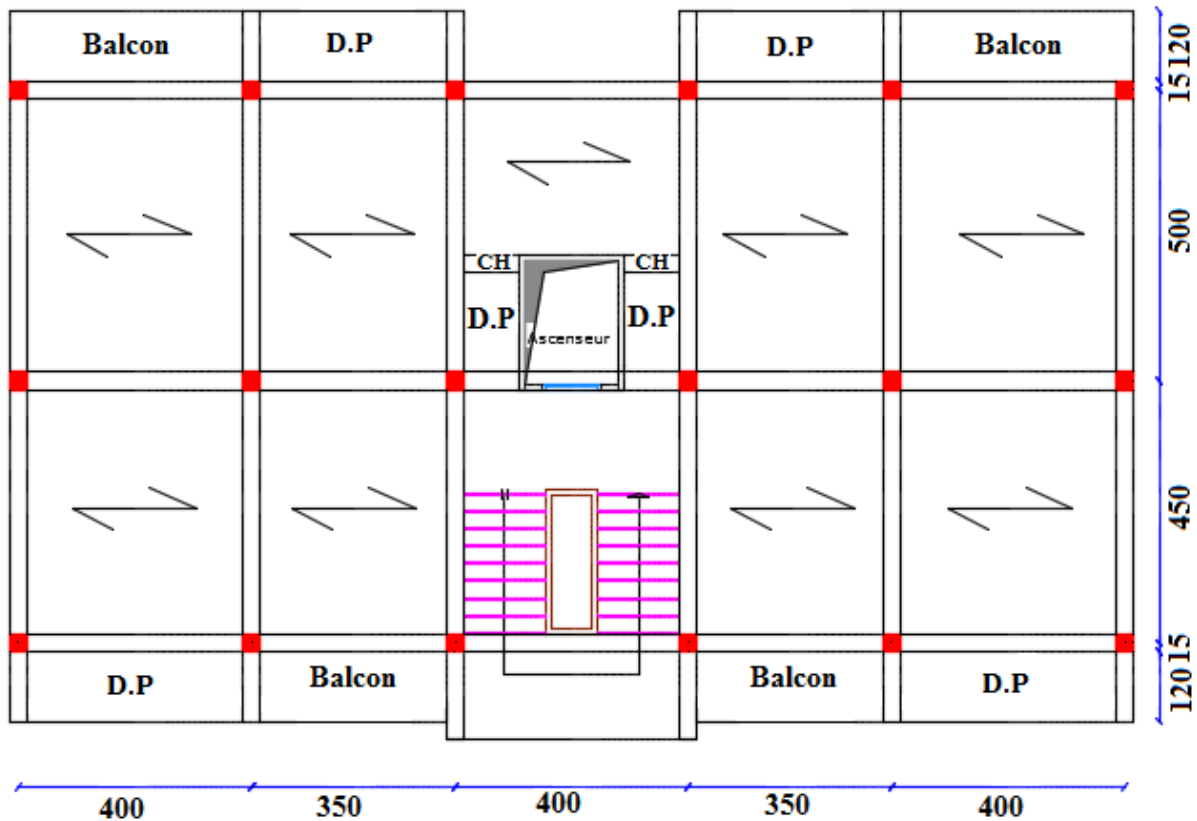


Figure N° II.2: Schéma de la disposition des poutrelles.

Elles sont caractérisées par les dimensions suivantes:

h_t: La hauteur totale du plancher;

h₀: La hauteur de la dalle de compression;

b: La longueur de la dalle de compression;

b₀: La longueur de la nervure;

L_x: Distance entre nus de deux poutrelles;

L_y: la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

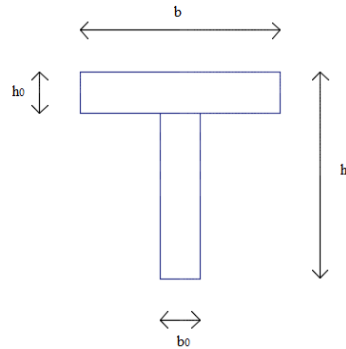


Figure N°.II.3: La coupe transversale d'une poutrelle.

$$\text{On a: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$\text{Avec: } L_x=L_0-b_0=65-10=55\text{cm}$$

$$L_y=350-30=320\text{cm}$$

$$\text{Donc: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{325}{10}\right)$$

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

$$\text{Soit: } b=65\text{cm.}$$

II.1.1.2 Plancher en dalle pleine

Ce sont des plaques totalement en béton armé, ils se reposent sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en béton armé, ils sont utilisées pour planchers a surcharges élevées généralement.

Le pré-dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivant:

➤ **Critère de la résistance:**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles ;}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4 ;$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

Avec: L_x =la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité ;

L_y =la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité.

➤ **Coupe-feu:**

$e \geq 7$ → Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11$ → Pour 2 heures de coupe-feu

$e \geq 14$ → Pour 4 heures de coupe-feu

Avec: e : Épaisseur de la dalle. $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

Ce projet comporte deux types de dalle pleine:

Tableau N° II.1: Les deux types de dalle pleine.

Dalle sur deux appuis	Dalle sur trois appuis
$\rho = \frac{95}{200} = 0.475 < 0.4 \Rightarrow \frac{95}{35} \leq e \leq \frac{95}{30}$; $\Rightarrow 2.71 \leq e \leq 3.17$.	$\rho = \frac{120}{370} = 0.32 < 0.4 \Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$; $\Rightarrow 3.43 \leq e \leq 4$.

$e \geq 14$ cm → pour 4 heures de coupe-feu.

Alors on opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur: $e=14$ cm.

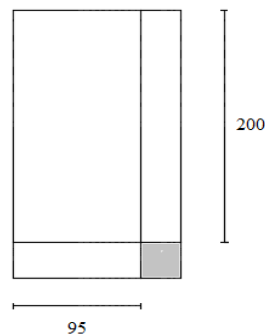


Figure N° II.4: Dalle sur 2 appuis.

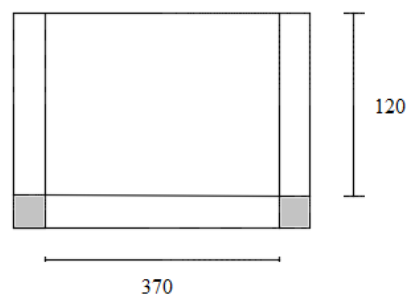


Figure N° II.5: Dalle sur 3 appuis.

II.1.2 Les escaliers

L'escalier est élément qui permet le passage d'un niveau à un autre. Ses éléments principaux sont comme suit:

- 1) Le palier c'est la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée;
- 2) Le giron c'est la largeur de la marche (g);
- 3) Emmarchement c'est la longueur de la marche;
- 4) La hauteur de la contre marche (h);
- 5) Epaisseur de la paillasse;
- 6) La Volée : succession des marches entre deux paliers;
- 7) La Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport l'horizontale (α);
- 8) La hauteur de la volée (H);
- 9) La longueur projetée de la volée (L).

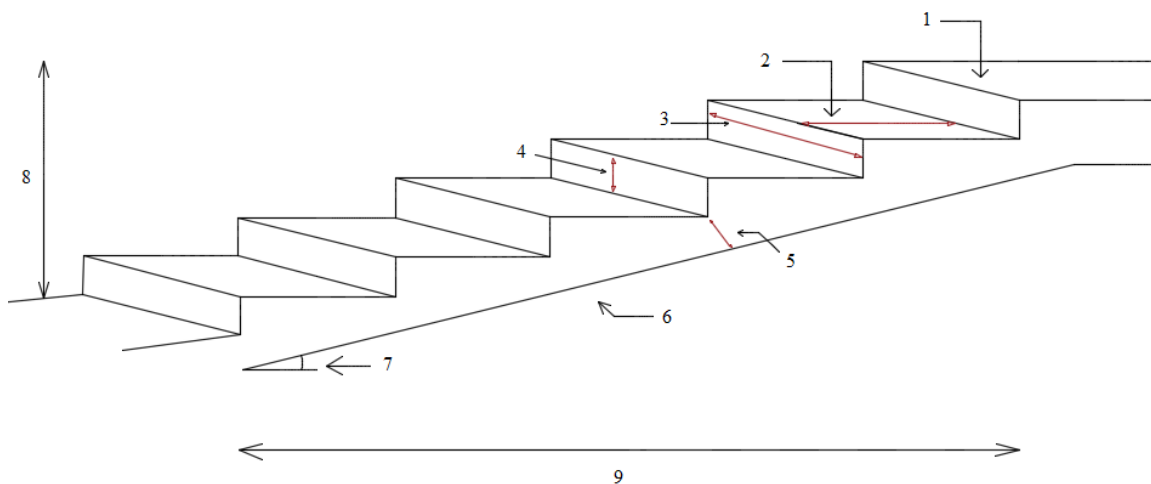


Figure N° II.6: Schéma d'un escalier.

Dans ce projet, il y a deux types d'escalier:

- Escalier à trois volées avec deux paliers de repos (entre sol);
- Escalier à deux volées avec un palier de repos (RDC + étages courants).

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes:

- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale (20 % → 40%);
- La hauteur (h) des contre-marches se situe entre 14 et 18 cm;
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32 cm;
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm.

$$\text{Avec : } h = \frac{H_{\text{étage}}}{n} ; g = \frac{L}{(n-1)}.$$

H: hauteur de la volée;

L0: longueur projetée de la volée;

n: nombre de contre marche;

n – 1: nombre de contre marche.

- **Epaisseur de la paillasse:** La détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait en l'assimilant à une dalle reposante sur deux appuis. $(\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20})$

Tableau N° II.2: Dimensionnement de l'escalier.

	RDC+ étages courants	Entre sol
Schéma statique		
Dimension	<p>H=153cm. L₀=240cm. α =32.52° L= 455 cm. n= 9 marches. h=17cm. g=30cm. 15.16 ≤ e ≤ 23.75 → e_p= 16 cm</p>	<p>H=102cm. L₀=150cm. α=34.22°. L=411 cm n = 6 marches h=17cm g=30cm 13.7 ≤ e ≤ 20.55 → e_p=16 cm</p>

II.1.3 L'acrotère

Est un élément en béton armé situé en bordure de la toiture terrasse, son rôle est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales.

Dans ce projet l'acrotère a les dimensions montrées sur le tableau suivant:

- Poids propre de l'acrotère:
 $G = 25 \times S$ avec : S: surface de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) = 0.0685 \text{ m}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.0685 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

Tableau N° II.3: Dimension de l'acrotère.

Désignation	poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	hauteur (m)	Poids (KN/ml)
Enduit de ciment intérieur	20	0.015	0.60	0.18
Enduit de ciment extérieur	20	0.02	0.60	0.24
Poids propre de l'acrotère	1.71 KN/ml			
G total (KN/ml)	2.13			
Q (KN/ml)	1			

II.1.4 Les poutres

Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec: } h: \text{ hauteur de la poutre ;}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

On a deux types:

II.1.4.1 Les poutres principales

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

On suppose que les poteaux sont de section (30×30) cm².

$$L_{max} = 500 - 30 = 370 \text{ cm} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Leftrightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm.}$$

On prend $h=40 \text{ cm}$, $b=35 \text{ cm}$.

Vérification des exigences du RPA:

$b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée;

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée;

$\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 < 4$ condition vérifiée.

II.1.4.2 Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max}=395-30=365\text{cm} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Leftrightarrow 24.33\text{cm} \leq h \leq 24.33\text{cm} .$$

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

Vérification des exigences du RPA:

$b=35\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée;

$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée;

$\frac{h}{b} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ condition vérifiée.

Après les vérifications, on adapte pour les dimensions suivantes:

Poutre principales ($b \times h$)= $(35 \times 40) \text{ cm}^2$;

Poutre secondaire ($b \times h$)= $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.1.5 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement. Ils reprennent les efforts sismique et les efforts verticaux.

L'épaisseur du voile (e) doit vérifier les conditions suivantes:

$$e \geq 15$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec: } h_e: \text{ la hauteur libre d'étage.}$$

La longueur de voile (L) : $L \geq 4 \times e$.

➤ **Entre sol:** $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{388}{20} = 19.4\text{cm}$. Soit $e=20 \text{ cm}$ et $L=80\text{cm}$.

➤ **Les autres étages:** $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$. soit $e=15 \text{ cm}$ et $L = 60\text{cm}$.

II.1.6 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé, rectangulaires carrés ou bien circulaires, ils transmettent les charges aux fondations.

Le pré-dimensionnement se fait à la compression centrée, selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères des résistances et le critère de stabilité de forme et les exigences du RPA99/2003.

On va fixer les dimensions des poteaux après effectuer la descente de charge. Tout en vérifiant les conditions suivantes:

- $\min (b ; h) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ avec : h_e : hauteur libre de l'étage.

Les sections des poteaux sont supposées comme suit:

Tableau N° II.4: Les dimensions des poteaux pour chaque niveau.

Niveau	Section (b × h)
Entre sol	50 × 50
Rez de chaussée	45 × 50
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45 × 45
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 × 45
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40 × 40
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35 × 40

II.2 Évaluation des charges et surcharges

➤ Plancher:

Tableau N° II.5: Evaluation des charges dans le plancher.

Plancher	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Multicouche d'étanchéité	0.6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.07	1.54	
	Isolation thermique	/	0.05	0.16	
	Plancher à corps creux	/	/	2.85	
	Enduite de plâtre	100	0.02	0.2	
La charge permanente Totale				5.67	

RDC+ Étages courants	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Cloison de séparations	10	0.1	1	
	Plancher à corps creux	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	Dalle pleine	25	0.14	3.75	
La charge permanente totale :(RDC +étages courants)				5.21	
La charge permanente totale :(dalle pleine)				5.86	

➤ **Les balcons:**

Tableau N° II.6. Evaluation des charges des balcons.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
DP Balcon	25	0.14	3	
Enduit de plâtre	10	2	0.20	
La charge permanente totale			5.06	

➤ **Les escaliers:**

Le palier

Tableau N° II.7: Evaluation des charges du palier.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	

Dalle pleine	Palier (entre-sol)	25	0.16	4	2.5
	Palier (RDC+EC)	25	0.16	4	
Enduit de mortier		20	0.02	0.4	
La charge permanente Totale : palier (entre -sol)				5.56	
La charge permanente Totale : palier (RDC+EC)				5.56	

La volée

Tableau N° II.8: Evaluation des charges de la volée.

Désignation Des Eléments		Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ³)	Surcharges Q (kn/m ²)
Revêtement en carrelage	Horizontale	20	0.02	0.4	2.5
	Verticale	20	$0.02h/g=0.02*0.17/0.3$	0.23	
Mortier de Pose	Horizontale	20	0.02	0.4	
	Verticale	20	$0.02*0.17/0.3$	0.23	
Paillasse	Volée (entre-sol)	25	$0.16/ \cos (34.22)$	4.74	
	volée (RDC+EC)	25	$0.16/ \cos (32.51)$	4.74	
Enduit de Mortier	Volée (entre-sol)	20	$0.02/ \cos (34.22)$	0.48	
	Volée (RDC+EC)	20	$0.02/ \cos (32.52)$	0.47	
La charge permanente totale : volée (entre-sol)				6.47	
La charge permanente totale : volée (RDC+EC)				6.47	

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

Tableau N°II.9: Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduite de plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente totale			2.85

II.3 La descente de charge

La descente de charge permet l'évaluation des charges revenantes à chaque élément de la structure, on aura à considérer:

- La charge propre de l'élément;
- La charge de plancher qu'il supporte;
- Les éléments secondaires.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas (les fondations).

On effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau B5:

La surface afférente sous G:

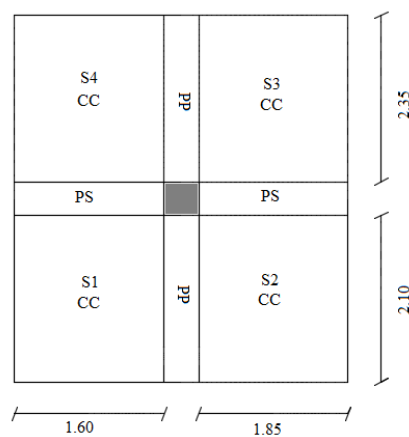


Figure N° II.7: Surface afférente du poteau B5.

$$S_1=1.60 \times 2.10=3.36\text{m}^2 ; S_2=1.85 \times 2.10=3.88\text{m}^2$$

$$S_3=1.85 \times 2.35=4.35\text{m}^2 ; S_4=1.60 \times 2.35=3.76\text{m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff/G}} = 15.35\text{m}^2$$

$$\bullet S_{\text{aff/Q}} = S_{\text{aff/G}} + 0.3 \sum (L_{pp} + L_{ps})$$

$$S_{\text{aff/Q}} = 15.35 + 0.3 (1.60 + 1.85 + 2.10 + 2.35) \Rightarrow$$

$$S_{\text{aff/Q}} = 23.25\text{m}^2$$

Le poids propre des poutres et des poteaux:

Tableau N° II.10: Le poids propre des poutres et des poteaux.

Élément		Poids propre (G)
Poutre $G = \gamma_{\text{béton}} \times V$	Principale	$25 \times 0.35 \times 0.4 \times (2.35 + 2.10) = \mathbf{15.57}$
	Secondaire	$25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.6 + 1.85) = \mathbf{9.06}$
Poteau $G = \gamma_{\text{béton}} \times S \times h_{\text{étage}}$	50 × 50	$25 \times 0.5 \times 0.5 \times 4.08 = \mathbf{25.5}$
	45 × 50	$25 \times 0.45 \times 0.5 \times 3.06 = \mathbf{17.21}$
	45 × 45	$25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = \mathbf{15.49}$
	40 × 45	$25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = \mathbf{13.77}$
	40 × 40	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = \mathbf{12.24}$
	35 × 40	$25 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.06 = \mathbf{10.71}$

Tableau N° II.11: Les charges et les surcharges sur des différents planchers.

Plancher	G	Q
Terrasse inaccessible	$15.35 \times 5.67 = \mathbf{87.03}$	23.25
RDC+étages courants	$15.35 \times 5.21 = \mathbf{79.97}$	$23.25 \times 1.5 = \mathbf{34.87}$

II.3.1 La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1, 2, n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit:

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

Tableau N° II.12: La dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q _{cumulé}
N ₀	Q ₀	23.25
N ₁	Q ₁ =23.25+34.87	58.12
N ₂	Q ₂ =23.25+0.95 (34.87×2)	89.50
N ₃	Q ₃ =23.25+0.9 (34.87×3)	117.40
N ₄	Q ₄ =23.25+0.85 (34.87×4)	141.81
N ₅	Q ₅ =23.25+0.8 (34.87×5)	162.73
N ₆	Q ₆ =23.25+0.75 (34.87×6)	180.16
N ₇	Q ₇ =23.25+0.7143 (34.87×7)	197.60
N ₈	Q ₈ =23.25+0.6875 (34.87×8)	215.03
N ₉	Q ₉ =23.25+0.6363 (34.87×9)	222.94

Les résultats de la descente des charges sont représenté dans le tableau suivant:

Tableau N° II.13: La descente de charge sur le poteau B5.

Niveau	Élément	G
N ₀	Plancher terrasse	87.03
	Poteau (35×40)	10.71
	Poutres	24.63
Totale		122.37
N ₁	Revenant de N ₀	122.37
	Plancher courant	79.97
	Poteau (35×40)	10.71
	Poutres	24.63
Totale		247.68
N ₂	Revenant de N ₁	247.68
	Plancher courant	79.97
	Poteau (40×40)	12.24
	Poutres	24.63

Totale		364.52
N ₃	Revenant de N ₂	364.52
	Plancher	79.97
	Poteau (40×40)	12.24
	Poutres	24.63
Totale		481.36
N ₄	Revenant de N ₃	481.36
	Plancher	79.97
	Poteau (40×45)	13.77
	Poutres	24.63
Totale		596.73
N ₅	Revenant de N ₄	596.73
	Plancher	79.97
	Poteau (40×45)	13.77
	Poutres	24.63
Totale		715.10
N ₆	Revenant de N ₅	715.10
	Plancher	79.97
	Poteau (45×45)	15.49
	Poutres	24.63
Totale		935.19
N ₇	Revenant de N ₆	935.19
	Plancher	79.97
	Poteau (45×45)	15.49
	Poutres	24.63
Totale		955.28

N ₈	Revenant de N ₇	955.28
	Plancher	79.97
	Poteau (45×50)	17.21
	Poutres	24.63
Totale		1077.09
N ₉	Revenant de N ₈	1077.09
	Plancher	79.97
	Poteau (50×50)	25.5
	Poutres	24.63
Totale		1207.19

Donc pour le poteau B5: $N_u = 1.35 (1207.19) + 1.5 (222.94) = 1964.12 \text{ KN}$.

Poteau A4:

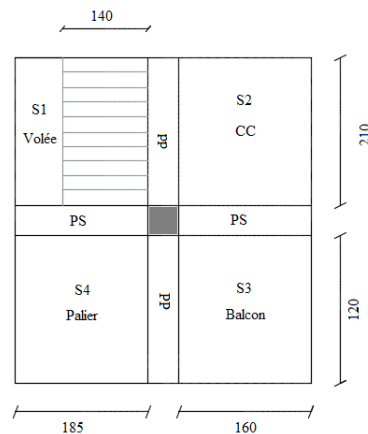


Figure N° II.8: Surface afférente du poteau A4.

Les résultats des calculs sont les suivants:

$$G_{\text{totale}} = 1128.18 \text{ KN} ; Q_{\text{totale}} = 171.68 \text{ KN}$$

$$N_u = 1780.56 \text{ KN}$$

Les calculs montrent que le poteau B5 est le plus sollicité sous chargement verticale.

II.3.2 Les vérifications nécessaires pour le poteau B5:

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15%,

$$\text{tel que : } N_u^* = 1.15 \times N_u = 1.15 \times 1964.12 = 2258.74 \text{ KN}.$$

II.3.2.1 Vérification à la compression simple:

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{avec B : section de poteau ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2258.74 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.159 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a : } B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 > 0.159 \text{ m}^2.$$

Tableau N° II.14: vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	N_u^* (KN)	B(m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
N ₀	230.08	0.14	1.64	vérifiée
N ₁	484.78	0.14	3.46	vérifiée
N ₂	720.30	0.16	4.50	vérifiée
N ₃	949.83	0.16	5.94	vérifiée
N ₄	1129.13	0.18	6.27	vérifiée
N ₅	1390.90	0.18	7.73	vérifiée
N ₆	1762.66	0.20	8.81	vérifiée
N ₇	1823.93	0.20	9.12	Vérifiée
N ₈	2043.11	0.22	9.29	Vérifiée
N ₉	2258.74	0.25	9.03	Vérifiée

II.3.2.2 Vérification au flambement :

D'après le (BAEL91), on doit faire la vérification suivante pour chaque poteau :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}; \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec : } \gamma_b = 1.5 : \text{coefficient de sécurité de béton.}$$

$$\gamma_s = 1.15 : \text{coefficient de sécurité de l'acier.}$$

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec : (i): Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ et $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$l_f = 0.7 l_0$; Avec : l_f longueur de flambement ; l_0 : longueur du poteau

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$; Selon le BAEL : $A_s / B_r = 1\%$.

On doit vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{-calculé}}$, avec : $B_{r\text{-calculé}} = \frac{N_u^*}{\alpha \times \left(\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Et $B_r = (b-2) \times (h-2)$.

Le tableau suivant résume les résultats obtenus:

Tableau N° II.15: Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴) ×10 ⁻³	i (m)	λ	α	B _r (m ²)	B _{rcalculé} (m ²)	observation
35×40	2.66	1.862	1.87	0.1154	16.13	0.81	0.1254	0.023	vérifiée
35×40	2.66	1.862	1.87	0.1154	16.13	0.81	0.1254	0.027	vérifiée
40×40	2.66	1.862	2.13	0.1154	16.13	0.81	0.1444	0.040	vérifiée
40×40	2.66	1.862	2.13	0.1154	16.13	0.81	0.1444	0.053	vérifiée
40×45	2.66	1.862	3.04	0.1299	14.33	0.82	0.1634	0.062	vérifiée
40×45	2.66	1.862	3.04	0.1299	14.33	0.82	0.1634	0.077	Vérifiée
45×45	2.66	1.862	3.42	0.1299	14.33	0.82	0.1849	0.098	Vérifiée
45×45	2.66	1.862	3.42	0.1299	14.33	0.82	0.1849	0.101	Vérifiée
45×50	2.66	1.862	4.69	0.1443	12.90	0.83	0.2064	0.112	Vérifiée
50×50	3.68	2.576	5.21	0.1443	17.85	0.81	0.2304	0.127	Vérifiée

D'après les résultats, les poteaux ne risquent pas de flambement.

II.4 Etude des éléments secondaires

II.4.1 Étude des plancher

II.4.1.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des poutres continues à la flexion simple. Les sollicitations sont déterminées par les méthodes suivantes:

- La méthode forfaitaire;
- La méthode Caquot.

- **Méthode forfaitaire** : Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'appliquer la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées.
- Le plancher est à surcharge modérée. [$Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$];
- Le rapport entre deux travées successives : $\frac{l_{i+1}}{l_i} \in [0.8 ; 1.25]$;
- Le moment d'inertie (I) est constant sur toutes les travées;
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Application de la méthode :**

Soit une poutrelle sur plusieurs appuis. On appelle:

M_0 : le moment maximal isostatique dans une travée;

M_a : le moment maximale dans l appuis considéré;

M_t : le moment hyperstatique (cherché) maximal dans la travée considérée;

M_g : le moment maximal sur l appuis de gauche (par rapport à la travée calculée);

M_d : le moment maximal sur l appuis de droite.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad G \text{ et } Q \text{ du plancher.}$$

- **Évaluations des moments:**
- **Appuis de rive** : les moments aux appuis sont nuls mais le BAEL exige de mettre des Aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à **(-0.15 M_0)**.
- **Appuis intermédiaires** : la valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
 - 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées;
 - 0.5 M_0 pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées;
 - 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **En travée** : les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes:

$$(1) : M_{t+} \frac{|M_d| + |M_g|}{2} \geq \text{Max} [1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0]$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée de rive.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on prend le maximum entre}$$

(1) et (2).

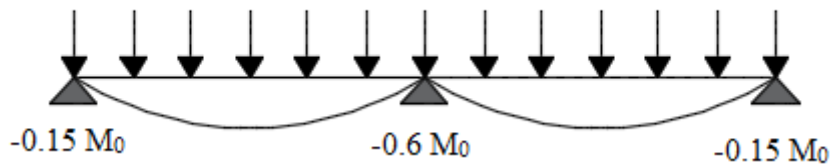


Figure N° II.9: Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.

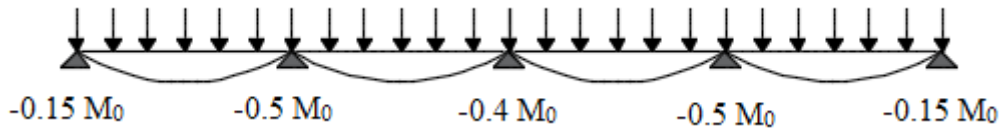


Figure N° II.10: Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à plus de 2 travées.

➤ **Évaluation des efforts tranchants:**

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement en supposant qu'il y a une discontinuité entre les travées c-à-d que les efforts tranchants hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si la poutre à deux travées;
- 10% si la poutre à plus de deux travées.

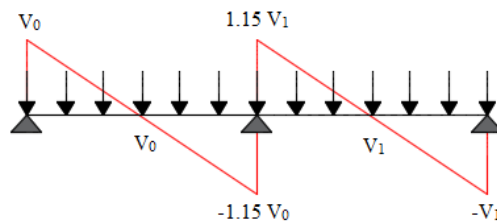


Figure N° II.11: Diagramme des efforts tranchants aux appuis d'une poutre à 2 travées.

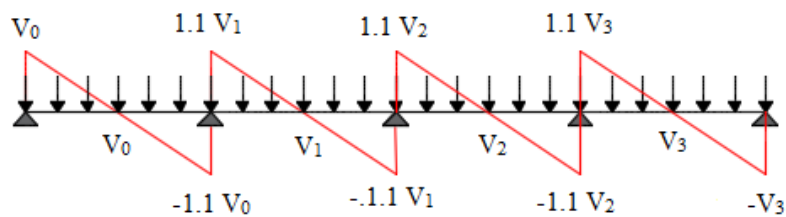


Figure N° II.12 : Diagramme des efforts tranchants aux appuis d'une poutre à plus de 2 travées.

- **Méthode de Caquot:**

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée

($Q \geq \text{Min} [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$).

Le principe repose sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiés pour tenir compte de :

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

➤ **Évaluation des moments**

- **moments aux appuis :**

$$M_i = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} .$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0.8L \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ L \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$; Avec : L : c'est la longueur de la travée.

- **Moments en travée :**

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

$$\frac{dM_i(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL} .$$

✓ **évaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés pas la méthode de R.D.M

$$V = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i} .$$

II.4.1.2 Les différents types de poutrelles

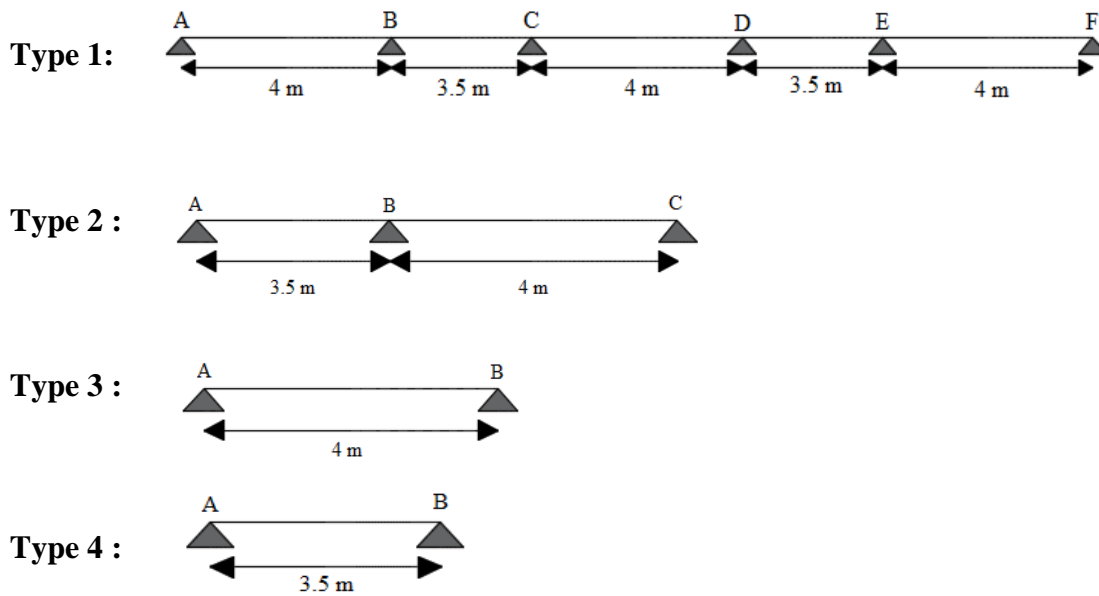


Figure N° II.13 : Les différents type des poutrelles.

Combinaison d'action et calculs des charges :

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$. A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$.

Avec : q_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

q_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

l_0 : la distance entre axe des poutrelles.

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.65$ m. les chargements sur les poutrelles sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.16: Des charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)
RDC+ étage courant	5.21	1.5	6.03	4.36
Terrasse inaccessible	5.67	1	5.95	4.33

II.4.1.3 Calcul des sollicitations

- Exemple de calcul:

Soit : $G = 5.21$ KN/m² $Q = 1.5$ KN/m² $q_u = 6.03$ KN/m² $q_s = 4.36$ KN/m².

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée;
- $\frac{l_{i+1}}{l_i} \in [0.8 ; 1.25] \Rightarrow \frac{4}{3.5} = 1.14 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots$ vérifiée;
- I est constant (le même corps creux (16+4)).....vérifiée;
- F.P.N..... vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire.

• Moment isostatique

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.5^2}{8} = 9.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée (AB)} \\ M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.03 \times 4^2}{8} = 12.07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée (BC)} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0^{AB} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.5^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée (AB)} \\ M_0^{BC} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.36 \times 4^2}{8} = 8.72 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{travée (BC)} \end{cases}$$

On prend $M_0 = \text{Max}(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$.

➤ Moment aux appuis

- **Appuis de rive :** $M_{AB}^r = M_{BC}^r = -0.15 M_0$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^r = -0.15 \times 12.07 = -1.81 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^r = -0.15 \times 8.72 = -1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Appuis intermédiaire :** $M_a^{\text{inter}} = -0.6 M_0$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{inter}} = -0.6 \times 12.07 = -7.24 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{inter}} = -0.6 \times 8.72 = -5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1.5}{5.21+1.5} = 0.224 \Rightarrow 1+0.3\alpha = 1.067 \text{ et } 1.2+0.3\alpha = 1.267 .$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 0.767 M_0 \dots\dots\dots (1) \\ M_t^{BC} \geq 0.633 M_0 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right\} \text{On prend le plus défavorable entre (1) et (2)}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } M_t^{\text{max}} = 0.767 \times 12.07 = 9.26 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{\text{max}} = 0.767 \times 8.72 = 6.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchant :**

On a : $v_0 = \frac{q \times l}{2}$: effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée (AB) : } \begin{cases} V_A = V_0 = \frac{6.03 \times 3.5}{2} = 10.55 \text{ KN.} \\ V_B = -1.15V_0 = -1.15 \frac{6.03 \times 3.5}{2} = -12.14 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC) : } \begin{cases} V_B = 1.15V_0 = 1.15 \frac{6.03 \times 4}{2} = 13.87 \text{ KN.} \\ V_C = -V_0 = -\frac{6.03 \times 4}{2} = -12.06 \text{ KN.} \end{cases}$$

⇒ donc : $v_{\max} = 13.87 \text{ KN.}$

➤ **Les sollicitations de différentes poutrelles dans tous les planchers:**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.17: Les sollicitations des différentes poutrelles dans les planchers.

Plancher	Type	Moments aux appuis (KN.m)				Moments en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
		Rive		Intermédiaire		M_u^t	M_s^t	V_{\max}
		M_u^r	M_s^r	M_u^{inter}	M_s^{inter}			
Etages courants	1	-1.81	-1.31	-6.03	-4.36	9.86	7.13	13.28
	2	-1.81	-1.31	-7.24	-5.23	9.26	6.69	13.87
	3	-1.81	-1.31	/	/	12.07	8.72	12.07
	4	-1.39	-1.00	/	/	9.24	6.68	10.56
terrasse	1	-1.78	-1.30	-5.95	-4.34	9.52	6.94	13.09
	2	-1.78	-1.30	-7.14	-5.20	8.92	6.50	13.68

Tableau II.18 : les sollicitations maximales pour le ferrailage des poutrelles.

Plancher	Moment aux appuis (KN.m)				Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	Rive		Intermédiaire		M_u^t	M_s^t	V_{\max}
	M_u^r	M_s^r	M_u^{inter}	M_s^{inter}			
E.C	-1.81	-1.31	-7.24	-5.23	12.07	8.72	13.87
T.I	-1.78	-1.30	-7.14	-5.20	9.52	6.94	13.68

II.4.1.4 Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait pour une section en T à la flexion simple avec les sollicitations maximales.

$$\text{A l'ELU : } M_u^r = -1.81 \text{ KN.m ; } M_u^{\text{inter}} = -7.24 \text{ KN.m ; } M_u^t = 12.07 \text{ KN.m ;}$$

$$V_{\text{max}} = 13.87 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s^r = -1.31 \text{ KN.m ; } M_s^{\text{inter}} = -5.23 \text{ KN.m ; } M_s^t = 8.72 \text{ KN.m.}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle :

$$b=65 \text{ cm ; } b_0=10 \text{ cm ; } h=16 \text{ cm ; } h_0=4 \text{ m ; } h_t=20 \text{ cm.}$$

- **Calcul de l'armature en travée**

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

Avec : M_{tu} : moment équilibré par la table de compression.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

- Si $M_{tu} \geq M_u^{\text{max}} \Rightarrow$ la table de compression n'est pas entièrement comprimés ; l'axe neutre est dans la table de compression ; donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$).

- Si $M_{tu} \leq M_u^{\text{max}} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; donc on calcul section en T.

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_u^{\text{max}} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$) : (65×20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.07 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.04 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.051 ; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{12.07 \times 10}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_t = 1.96 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 1.96 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **2HA8+1HA12=2.14 cm²**.

➤ **Calcul de l'armature aux appuis :** le ferrailage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) et de même manière qu'en travée, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.19 : le ferrailage aux appuis.

Appuis	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appui intermédiaire	-7.24	0.16	0.219	0.164	1.27	0.27	2HA10=1.57
Appui de rive	-1.81	0.039	0.049	0.18	0.29	0.21	1HA8=0.5

II.4.1.5 Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}]$.

On a : $V_u^{max} = 13.78 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.77 \text{ MPa}$; $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée \Rightarrow pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferrailage transversale :** le diamètre ϕ_t des armatures transversale est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \quad \phi_L : \text{Diamètre minimale des armatures longitudinales}$$

($\phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 8\right) \Rightarrow \phi_t = 5.71 \text{ mm. donc on adopte un étrier } (\phi_6) \text{ avec}$$

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement (S_t) :**

L'espacement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} ; \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow K=1 ; \alpha=90^\circ \text{ (cadres droits)}$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10 \times (0.77 - 0.3 \times 2.1)} = 130.28 \text{ cm}.$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}.$$

$S_t = \min(1; 2; 3) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} ; \text{ Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275 \text{ m}.$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinale aux voisinages des appuis :**

Appui de rive :

$$\text{On doit vérifier que : } A_1 = A_t + A_a^{\text{rive}} = 2.14 + 0.5 = 2.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.78 \times 10}{400} = 0.4 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow donc la condition est vérifiée.

Appuis intermédiaire : On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{1.15 \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(13.78 - \frac{7.24}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_t + A_a^{\text{inter}} = 2.14 + 1.57 = 3.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (la bielle) :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$; Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$.

$$V_u = 13.78 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.1.6 Vérification à l'ELS : les vérifications à faire sont :

Etat limite des fissures. ; État limite de déformation.

➤ **Etat limite des fissures :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

• **En travée :**

Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d-h_0) + 15A'(d'+h_0)$.

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table compression, vérification d'une section ($b \times h$).

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table compression, vérification d'une section ($b \times h$).

$A'=0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 7.06 \times 10^{-5} \text{ m} > 0$.

Calcul de y : $\frac{b}{2}y^2 + 15A(y-d') - 15A(d-y) = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 32.1y - 577.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$.

Après la résolution de l'équation (1) : $y = 3.75 \text{ cm}$.

Calcul de I :

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{65 \times 3.75^3}{3} + 15 \times 2.14(18-3.75)^2 \Rightarrow I = 7660.9 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{8.72 \times 10^{-3}}{7660.9 \times 10^{-8}} \times 0.0375 = 4.27 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.20: Les vérifications à l'ELS au niveau des appuis.

	M_{ser}(KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
Appuis intermédiaire	-5.23	7.15	399.78	9.37	15	Vérifiée
Appuis de rive	-1.31	4.5	1670.63	3.53	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL91 (Art B.6.5)**, si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire la vérification de la flèche devient nécessaire :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; 2) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_c}$; 3) $l \leq 8 \text{ m}$.

On a : $\frac{20}{400} = 0.05 < \frac{8.72}{10 \times 8.72} = 0.1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

⇒ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tel que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}_{adm}$.

Pour une poutre inferieur de 5 m : $\bar{f}_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$.

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes différée et instantanée respectivement.

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

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

➤ Evaluation des moments en travée :

$q_{jser}=0.65 \times j$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de mise en œuvre des cloisons (sans charge de revêtement) ;

$q_{gser}=0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle ;

$q_{pser}=0.65 \times (G+Q)$: La charge permanente de la surcharge d'exploitation.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{(0.65 \times 2.85) \times 4^2}{8} = 3.71 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{(0.65 \times 5.21) \times 4^2}{8} = 6.77 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{[0.65 \times (5.21 + 1.5)] \times 4^2}{8} = 8.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Propriété de la section :**

$$y=3.75 \text{ cm.} \quad ; \quad I=7660.9 \text{ cm}^4 \quad ; \quad A_s=2.14 \text{ cm}^2.$$

• **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0}{2} + 15(A_s d + A_s' d')}{(b_0 \times h) + (b-b_0)h_0 + 15(A_s + A_s')}.$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_s (d - y_G)^2 + 15A_s' (y_G - d')^2 ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{c28}}{(2b + 3b_0)\rho} \quad (\text{Déformation instantanée}) ;$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \quad (\text{Déformation différée}).$$

• **Les déformations différée et instantanée (E_v ; E_i) :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; \quad E_i = 3E_v = 32456.59 \text{ MPa}$$

➤ **Les contraintes :**

$$\sigma_{j,g,p}^s = 15 \times \frac{M_{j,g,p}(d-y)}{I}$$

➤ **Inertie fictives (I_f) :**

$$\mu_{j,g,p} = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{j,g,p}^s) + f_{t28}} \right) ; I_{f(j,g,p)} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda\mu)}$$

➤ **Evaluation des flèches :**

$$f_{j,g,p} = \frac{M_{j,g,p} \times l^2}{10E_{i,v} \times I_{f(j,g,p)}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.21: Vérifications de la flèches dans le plancher (étage courant).

L (m)	Y _G (m)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)
4	6.68	18096.38	0.0118	3.61	1.44	103.51	188.89
σ_{sp} (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)	I_{fvg} (cm ⁴)
243.30	0.47	0.67	0.73	9394.79	5822.87	5475.76	10131.32
f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)	Δf (cm)	\bar{f}_{adm} (cm)		
0.19	0.57	0.79	0.99	1.02	0.8		

$\Delta f > \bar{f}_{adm} \Rightarrow$ la flèche n'est pas vérifiée \Rightarrow donc on augmente la section d'acier
 $A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Tableau N° II.22: Vérifications de la flèche.

f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)	Δf (cm)	\bar{f}_{adm} (cm)	Observation
0.17	0.37	0.51	0.72	0.69	0.8	Condition vérifiée

➤ **Ferraillage de la terrasse inaccessible**

Tableau N° II.23: ferraillage des poutrelles.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)
Travée	9.52	0.032	0.041	0.177	1.55	1.41	2HA12+1HA8=3.27
Inter	7.14	0.155	0.212	0.165	1.24	0.21	2HA10=1.57
Rive	1.78	0.039	0.05	0.176	0.29	0.21	1HA8=0.5

➤ **Vérification de la flèche**

Tableau N° II.24 : vérification de la flèche.

f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)	Δf (cm)	\bar{f}_{adm} (cm)	Observation
0.17	0.47	0.52	0.88	0.76	0.8	Condition vérifiée

Tableau N° II.25: Schéma de ferrailage des poutrelles.

Plancher	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

➤ **Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ Soit : } 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ Soit : } 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

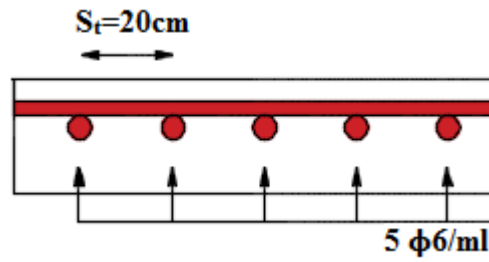


Figure N° II.14 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.4.2 Dalle pleine

G=6.11 KN/m ; Q=1.5 KN/m ; qu=10.5 KN/m ; qs=7.61 KN/m.

Tableau N° II.26: Sollicitation dans les dalles.

		Type 1: Dalle sur 2 appuis	Type 2: Dalle sur 3 appuis	Type 3: Dalle sur 2 appuis
Vu en plan				
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$		$\rho = 0.48 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)	$\rho = 0.32 < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens (l_x) (console)	$\rho = 0.26 < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens (l_x) (console)
Moments	M_x^0	$M_x^0 = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_t^{max} = -\frac{ql_x^2}{2} - ql_x$	$M_t^{max} = -\frac{ql_x^2}{2} - ql_x$
	M_y^0	$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0$		
Moments réels	En travée	$M_t^{(x,y)} = 0.75 \times M_{(x,y)}^0$	$V^{max} = ql_x + q$	$V^{max} = ql_x + q$
	En appui	$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x^0$		

Tableau N° II.27: Estimation des moments.

	ELU		ELS	
	x-x	y-y	x-x	y-y
μ	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
M_0	0.942	0.235	0.705	0.246
M_t	0.706	0.176	0.528	0.184
M_a	0.471		0.352	

II.4.2.1 Ferrailage des dalles :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha) ; \quad A = \frac{M}{Z \times f_{st}}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ pour FeE400}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

Tableau N° II.28: Ferrailage de dalle type 1.

			Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acalculé (cm ² /ml)	Amin (cm)	Aadopté (cm ² /ml)
Type 1	Travée	Selon X	0.71	0.003	0.004	0.120	0.17	1.51	4HA8=2.01
		Selon Y	0.18	0.0008	0.001	0.120	0.04	1.2	4HA8=2.01
	Appuis	X/Y	0.36	0.002	0.002	0.120	0.09	1.45	4HA8=2.01

➤ Calcul de l'espacement des armatures :

$$Lx: St \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm; on opte: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$Ly: St \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm; on opte: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

II.4.2.2 Vérification à l'ELU :

➤ **Effort tranchant :**

Sens x-x : $V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.75 \text{ KN}.$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.039 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Sens y-y : $V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.016 \text{ KN}.$

$\tau_u = 0.00013 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{donc pas de risque de cisaillement.}$

II.4.2.3 Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.29: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN/m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
Selon x-x	0.53	2.41	3239.422	0.39	15	Vérifiée
Selon y-y	0.19	2.41	3239.422	0.14	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_x^0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.157 \geq 0.04 \\ 1.68 \times 10^{-7} < 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \frac{M_t^y}{20 \times M_y^0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.075 \geq 0.038 \\ 1.68 \times 10^{-7} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

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

II.4.2.4 Schéma de ferrailage

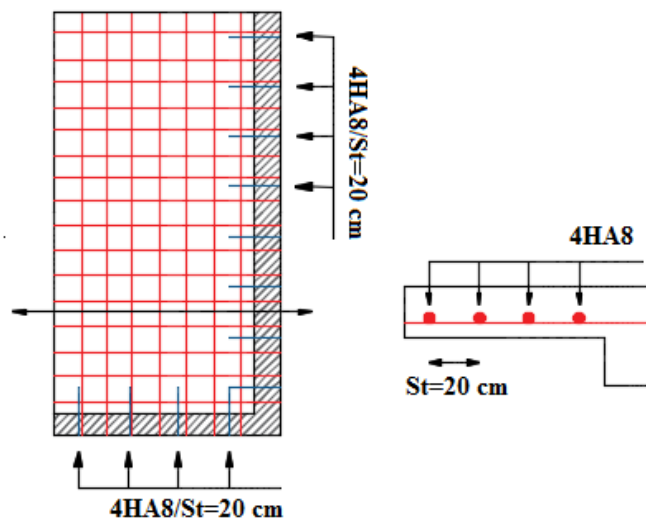


Figure N° II.15: Schéma de ferrailage de la dalle type 1.

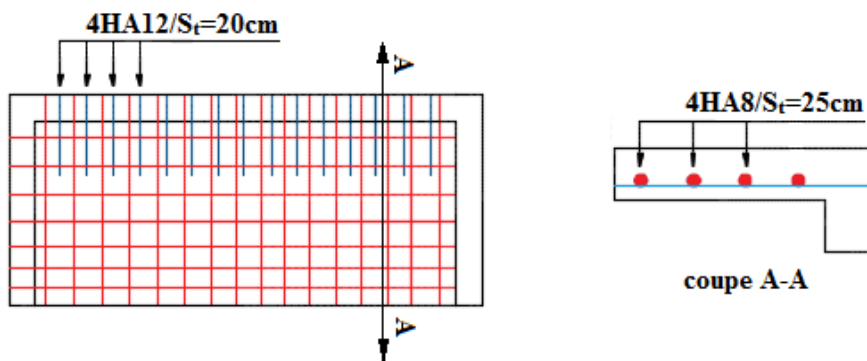


Figure N° II.16: Schéma de ferrailage de la dalle type 2.

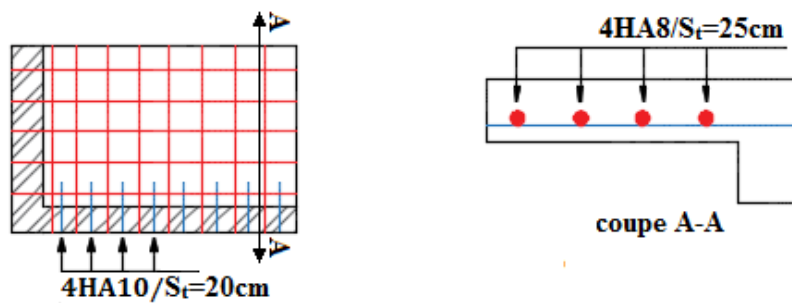


Figure N° II.17: Schéma de ferrailage de la dalle type 3.

II.4.3 Les escaliers

1) Etage courant :

➤ **Evaluation des charges permanente :**

$$\text{Sur la volée : } \begin{cases} G_v = 6.47 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{sur le palier : } \begin{cases} G_p = 5.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{Volée : } \begin{cases} q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 12.48 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G_v + Q_v = 8.97 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.26 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G_p + Q_p = 8.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

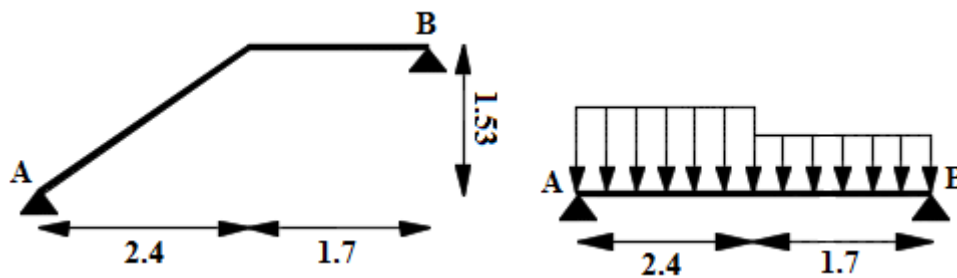


Figure N° II.18: Schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul des sollicitations**

Par la méthode de RDM on a trouvé:

Tableau N° II.30: Les sollicitations de la 1^{ère} volée.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}	S _t
travée	20.86	0.075	0.098	0.134	4.46	1.69	5HA12=5.65	25
appuis	12.27	0.044	0.056	0.137	2.58	1.69	4HA10=3.14	25

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 mètre à la flexion simple avec les sollicitations maximales à l'ELU ; et la vérification se fait à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.31: Ferrailage de la 1^{ère} volée.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}	S _t
travée	20.86	0.075	0.098	0.134	4.46	1.69	5HA12=5.65	25
appuis	12.27	0.044	0.056	0.137	2.58	1.69	4HA10=3.14	25

➤ **Les vérifications à l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.18 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul des armatures de répartition :** $A_{répartitions} \geq \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rép}=1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rép}=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{rép}=0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rép}=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des espacements :**

Armatures principales : $S_t=25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})=33 \text{ cm}$.

Armatures secondaire : $S_t=25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm})=45 \text{ cm}$.

➤ **Les vérifications à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernant uniquement :

- La contrainte dans le béton σ_{bc} .
- L'état limite de déformation (la flèche).

➤ **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} .**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad ; \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2.$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.32: Vérification des contraintes.

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	14.96	4.1	10604	5.78	15	Vérifiée
En appui	7.04	3.19	6586	3.41	15	Vérifiée

Donc pas de risque de fissuration du béton.

➤ **Vérification de la flèche :** On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.039 > 0.04 \dots\dots\dots \text{n'est vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4.04 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée} \end{array} \right.$$

⇒ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.33: Vérification de la flèche.

L (m)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_1	λ_v	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)
4.1	216384.3	0.004	5.2	2.08	106.25	146.65
σ_{sp} (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)
209.1	0.04	0.18	0.33	199826	123777	87797
I_{fvg} (cm ⁴)	f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)	Δf (cm)	\bar{f}_{adm} (cm)
173841	0.02	0.04	0.09	0.09	0.1	0.82

On a : $\Delta f < \bar{f}_{adm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

II.4.3.1 Schéma de ferrailage :

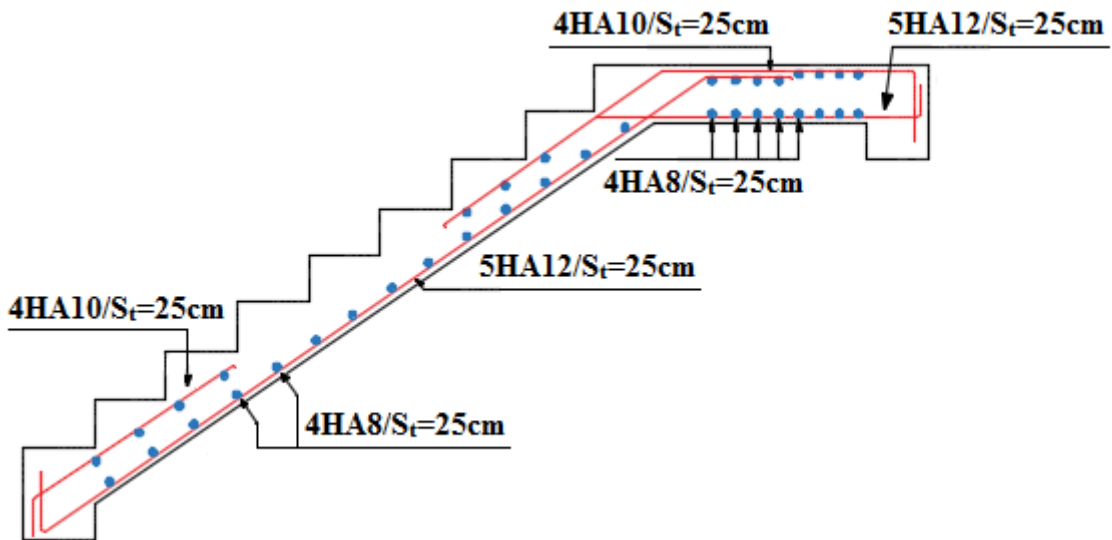


Figure N° II.19: Schéma statique de l'escalier (étage courant).

2) Entre sol :

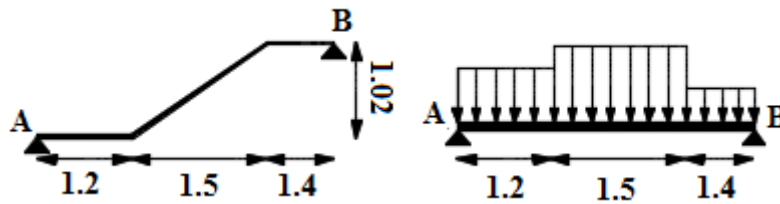


Figure N° II.20: Schéma statique de l'escalier.

➤ **Evaluation des charges**

$$\text{Sur la volée : } \begin{cases} G_v = 6.47 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sur le palier : } \begin{cases} G_p = 6.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Combinaison de charge :**

$$\text{Volée : } \begin{cases} q_v^u = 12.48 \text{ KN/m} \\ q_v^s = 8.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} q_p^u = 11.26 \text{ KN/m} \\ q_p^s = 8.06 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Les sollicitations :**

Par la méthode RDM, on a trouvé les résultats suivants:

Tableau N° II.34: Les sollicitations de la 2^{ème} volée.

	Réactions d'appuis(KN)		M_{\max}^0 (KN.m)	Moments (KN.m)		V_{\max} (KN)
	A	B		travée	appuis	
ELU	25.74	25.75	26.34	22.38	-13.17	25.75
ELS	18.50	18.51	18.92	16.09	-7.57	

➤ **Le ferrailage**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.35: Ferrailage de la 2^{ème} volée.

	M_0 (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}	A_{min}	$A_{adopté}$	S_t
travée	22.38	0.081	0.105	0.134	4.80	1.69	5HA12=5.65	25
appuis	13.75	0.047	0.060	0.136	2.77	1.69	4HA10=3.14	25

➤ **Les vérifications à l'ELU**

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

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{les armatures}$$

transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_{rép} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rép} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{rép} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $A_{rép} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures secondaire : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Les vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.36: Vérification des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	16.09	4.1	16004	6.21	15	Vérifiée
En appui	7.57	3.19	6586	3.67	15	Vérifiée

Donc pas de risque de fissuration du béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.03 < 0.04 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée} \end{array} \right.$$

⇒ donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.37: Vérification de la flèche.

L (m)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_1	λ_v	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)
4.1	216384.3	0.004	5.2	2.08	111.11	152.67
σ_{sp} (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)
215.22	0.056	0.195	0.341	184201	118176	85836
I_{fvg} (cm ⁴)	f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{vg} (cm)	Δf (cm)	\bar{f}_{adm} (cm)
169332	0.02	0.04	0.09	0.1	0.1	0.82

On a : $\Delta f < \bar{f}_{adm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

II.4.3.2 Schéma de ferrailage:

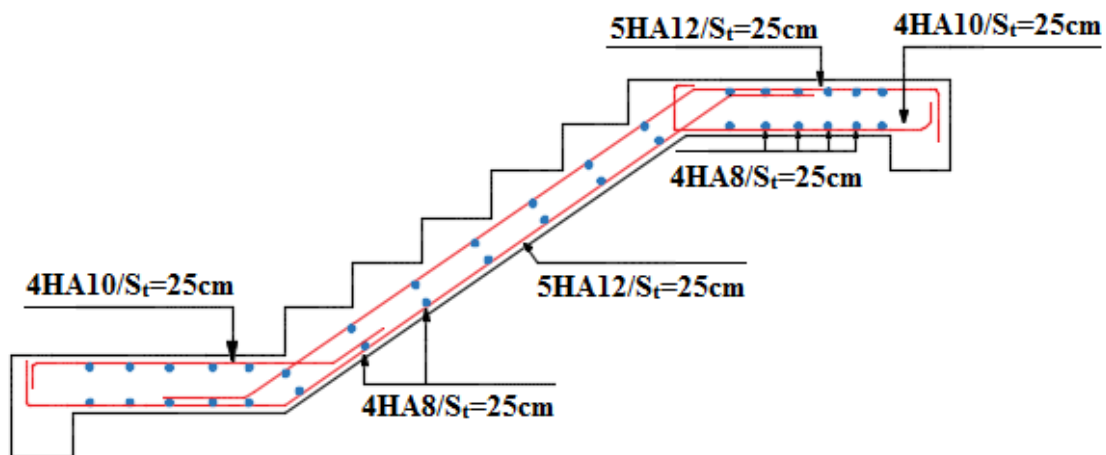


Figure N° II.21: Schéma statique de l'escalier (entre-sol).

II.4.4 La poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, elle est supposée comme étant simplement appuyé sur les poteaux, de ses extrémités en prenant en compte les rotations aux anges dues à l'encastrement partiel.

➤ Dimensionnement:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

➤ **Exigence du RPA :**

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} ; \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \text{soit : } h=35 \text{ cm} ; b=30 \text{ cm.}$$

L'étude de la poutre palière se fera à la flexion simple et à la torsion.

➤ **Etage courant**

➤ **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre, au poids du mur extérieur, et à la charge transmise par la paillasse.

$$P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m.}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.85 \left(\frac{3.06}{2} - 0.35 \right) = 3.63 \text{ KN/m.}$$

Charge transmise de la paillasse : $R_B^U = 24.73 \text{ KN}$; $R_B^S = 17.75 \text{ KN}$.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = 1.35(P_p + P_{\text{mur}}) + R_B^U , \quad q_s = P_p + P_{\text{mur}} + R_B^S$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} ; \quad M_t = 0.85M_0 ; \quad M_a = -0.5M_0 ; \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

Tableau N° II.38: Récapitulatif des sollicitations.

	q (KN/m)	M _{max} ⁰ (KN.m)	Moments (KN.m)		V _{max} (KN)
			travée	appuis	
ELU	34.06	68.11	57.89	-27.24	68.11
ELS	24.66	49.32	41.92	-19.73	

➤ **Ferraillage longitudinal**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.39: Résultats du feuillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	57.89	0.125	0.168	0.308	5.41	1.19
En appui	27.24	0.059	0.076	0.320	2.45	1.19

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{68.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} \tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **Armature transversale :**

$$s_t < \min(0.9d ; 40) \text{ cm} = 29.7 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2 \\ 2) A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = 0.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_t = \max(1; 2), \text{ donc } A_t = 0.6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul à la torsion :**

$$\text{Le moment de torsion : } M_{\text{tor}} = -M_B \frac{1}{2} \Rightarrow M_{\text{tor}} = -\frac{12.27 \times 4}{2} = -24.54 \text{ KN.m.}$$

Avec : M_B : moment en appuis en appuis (B) obtenu lors du calcul de l'escalier (étage courant)

D'après le BAEL, 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montrées que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

Avec : $\phi = \min(b; h)$: diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

$$\text{Donc : } e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm ; } \Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2 ;$$

$$U = 2(b + h) = 2(25 + 30) = 110 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul et vérification de la contrainte due à la torsion :**

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = \frac{24.54 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.27 \text{ MPa.}$$

$$\text{Il faut vérifier : } \tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right).$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = 3.34 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc on augmente la section de la section.}$$

$$\Rightarrow (b \times h) = (35 \times 35) \Rightarrow P_p = 3.06 \text{ KN/m.}$$

➤ **Calcul à la flexion :**

➤ **Les sollicitations :**

Tableau N° II.40: Récapitulatif des sollicitations.

	q (KN/m)	M _{max} ⁰ (KN.m)	Moments (KN.m)		V _{max} (KN)
			travée	appuis	
ELU	34.65	69.29	59.90	-27.72	69.26
ELS	25.09	50.19	42.66	-20.08	

➤ **Ferraillage longitudinale :**

Tableau N° II.41: Résultats du feuillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	58.90	0.109	0.145	0.311	5.45	1.39
En appui	27.72	0.051	0.066	0.321	2.48	1.39

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Armature transversale :**

$$s_t < \min(0.9d ; 40) \text{ cm} = 29.7 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} 1) A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.7 \text{ cm}^2 \\ 2) A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = -0.05 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 0.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

$$e = 5.83 \text{ cm} ; \Omega = 850.7 \text{ cm}^2 ; U = 116.7 \text{ cm}$$

➤ **Calcul et vérification de la contrainte due à la torsion :**

$$\tau_{\text{tor}} = 2.47 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{tor}}^{\text{tor}} = 2.54 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} .$$

⇒ pas de risque de rupture.

➤ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_{\text{tor}}^1 = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times f_{st} \times \Omega} = 4.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales en torsion :**

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_{\text{tor}}^t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage global :**

➤ **Armature longitudinale**

En travée : $A_{st} = A_{tor}^{F.S} + \frac{A_{tor}^1}{2} = 5.45 + \frac{4.48}{2} = 7.69 \text{cm}^2 . \Rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{cm}^2$

En appui : $A_{st} = A_{tor}^{F.S} + \frac{A_{tor}^1}{2} = 2.48 + \frac{4.48}{2} = 4.72 \text{cm}^2 . \Rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.75 \text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.7 + 0.83 = 1.53 . \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$

➤ **Vérifications à l ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.42: Vérification des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
En travée	42.66	12.00	73146	7.00	15	vérifiée
En appuis	20.08	10.52	57169	3.70	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.087 \geq 0.084 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée;}$

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 6.93 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié;}$

$l \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$

\Rightarrow vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Entre-sol**

➤ **Calcul à la flexion simple**

$P_p = 3.06 \text{ KN/m} ; \quad P_{mur} = 2.85(1.02 - 0.35) = 1.91 \text{ KN/m} .$

Charge transmise de la paillasse : $R_B^U = 25.75 \text{ KN} ; \quad R_B^S = 18.51 \text{ KN} .$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$q_u = 1.35(P_p + P_{mur}) + R_B^U , \quad q_s = P_p + P_{mur} + R_B^S$

$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} ; \quad M_t = 0.85M_0 ; \quad M_a = -0.5M_0 ; \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$

Tableau N° II.43: Récapitulatif des sollicitations.

	q (KN/m)	M _{max} ⁰ (KN.m)	Moments (KN.m)		V _{max} (KN)
			travée	appuis	
ELU	32.65	65.30	55.51	-26.12	65.30
ELS	23.62	47.24	40.16	-18.90	

➤ **Ferrailage longitudinal:**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.44: Résultats du feuillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	55.51	0.103	0.136	0.312	5.11	1.39
En appui	26.12	0.048	0.062	0.322	2.33	1.39

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{65.30 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.33} \tau_u = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Armature transversale :**

$$s_t < \min(0.9d ; 40) \text{ cm} = 29.7 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.7 \text{ cm}^2 \\ 2) A_t \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = -0.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Donc : } A_t = 0.7 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul à la torsion**

$$M_{\text{tor}} = -26.34 \text{ KN.m} ; e = 5.83 \text{ cm} ; \Omega = 850.7 \text{ cm}^2 ; U = 116.7 \text{ cm}$$

➤ **Calcul et vérification de la contrainte due à la torsion :**

$$\tau_{\text{tor}} = 2.65 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{tor}}^{\text{tot}} = 2.71 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}.$$

⇒ pas de risque de rupture

➤ **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_{\text{tor}}^l = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times f_{st} \times \Omega} = 5.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales en torsion :**

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_{\text{tor}}^t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.89 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage global :**

➤ **Armature longitudinale**

En travée : $A_{st} = A_{tor}^{F.S} + \frac{A_{tor}^1}{2} = 5.11 + \frac{5.19}{2} = 7.7 \text{cm}^2 . \Rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{cm}^2$

En appui : $A_{st} = A_{tor}^{F.S} + \frac{A_{tor}^1}{2} = 2.33 + \frac{5.19}{2} = 4.92 \text{cm}^2 . \Rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.75 \text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.7 + 0.83 = 1.59 \text{cm}^2 . \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$

➤ **Vérifications à l ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.45: Vérification des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	40.16	12.00	73146	6.59	15	vérifiée
En appuis	18.90	10.52	57169	3.48	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.087 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 6.93 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

$l \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$

\Rightarrow vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.4.4.1 Schéma de ferrailage

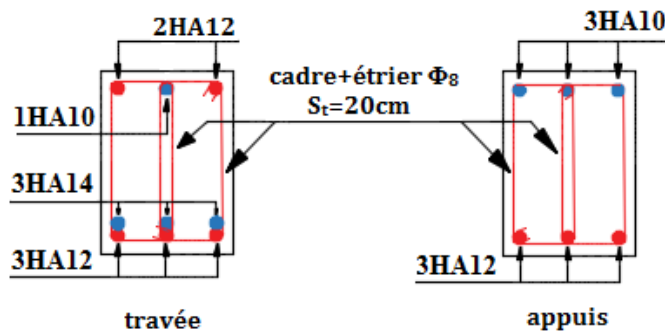


Figure N° II.22: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II.4.5 Etude de l'acrotère :

➤ Hypothèse de calcul

- L'acrotère sera calculé en flexion composée.
- La fissuration est considéré nuisible.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

II.4.5.1 Evaluation des charges et surcharges :

$G=2.13$ KN/ml. ; $Q=1$ KN/ml.

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec : **A** : coefficient accélération de zone (zone IIa, groupe 2) (**tableau 4.1-RPA99**)

C_p : facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 (**tableau 6.1-RPA99**)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans ce cas : $A=0.15$; $C_p=0.8$; $W_p=2.13$ KN/ml. \Rightarrow Donc : $F_p=1.02$ KN .

- **Calcul des sollicitations :**
- **Calcul du centre de gravité : G (X_G ; Y_G)**

$$X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 6.2 \text{ cm. ; } y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 33.01 \text{ cm.}$$

- **Les Moments engendrés par les efforts normaux :**

$$\begin{cases} N_G = 2.13 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

$$\begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1.02 \times 0.3301 = 0.337 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN.}$$

Tableau N° II.46: Combinaison d'action de l'acrotère.

	ELU	ELS	ELA
Sollicitations	1.35G+1.5Q	G+Q	G+Q+E
N(KN)	2.88	2.13	2.13
M(KN.m)	0.9	0.6	0.937
V_u(KN)	1.5	/	2.02

- **Le ferrailage :**
- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,88} = 0,31 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée, le}$$

ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0

Par e (l'excentricité réelle de calcul), telle que : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{h}{250} \right); e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi); \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Avec : e_1 : excentricité structurelle.

e_2 : excentricité due aux effets de 2^{ème} ordre, liés à la déformation de la structure.

e_a : excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

l_f : longueur de flambement.

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0}{0+0,6} = 0; l_f = 2l = 1,2 \text{ m}; e_a = 0,02 \text{ m}; e_2 = 0,0086 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow e = 0,31 + 0,0086 + 0,02 = 0,34 \text{ m}.$$

Les sollicitations deviennent : $N_U = 2,88 \text{ KN}$; $M_U = N_U \times e = 0,98 \text{ KN.m}$.

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre.

$b = 100\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$; $f_{st} = 400\text{Mpa}$

$$\text{Moment fictive : } M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,066 \text{ KN.m}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.47: Résultats de ferrailage pour l'acrotère.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
1.066	0.0117	0.014	0.079	0.387	0.30	0.966	4HA8=2.01

II.4.5.2 Vérification à l'ELU:

➤ **Cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \rightarrow 0,025 < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Espacement**

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$ → On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$ → On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

II.4.5.3 Vérification à l'ELS :

$d = 0,08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2,13 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$;

$\eta = 1,6$ pour les HR.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} p = -3 \times C^2 + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b} = -0,154 \text{ m} \\ q = -2 \times C^3 - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b} = 0,023 \text{ m} \end{cases}$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15A(d - y).$$

Les résultats de calcul sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau II.43. Vérification des contraintes à l'ELS.

y_c (m)	y_{ser} (m)	μ_t (m ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
0,283	0,051	$1,21 \times 10^{-3}$	0,089	15	0,766	201,63	Vérifiée

II.4.5.4 Schéma de ferrailage

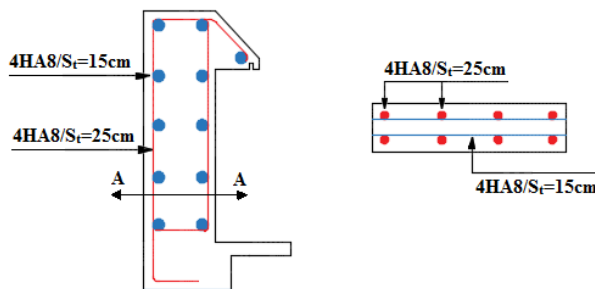


Figure N° II.23: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.4.6 La poutre de chaînage:

II.4.6.1 Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

➤ **Exigence du RPA :**

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} ; \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \text{soit : } h=35 \text{ cm} ; b=30 \text{ cm}.$$

II.4.6.2 Calcul des sollicitations :

$$P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/m} ; P_{\text{mur}} = 2.85 \times (3.06 - 0.35) = 7.72 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35 (P_p + P_{\text{mur}}) = 13.96 \text{ KN/m} \\ M_u^0 = q_u \frac{l^2}{8} = 27.92 \text{ KN/m} \\ V_u = q_u \frac{L}{2} = 27.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = (P_p + P_{\text{mur}}) = 10.34 \text{ KN/m} \\ M_s^0 = q_s \frac{l^2}{8} = 20.68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\text{Travée : } \begin{cases} M_u^t = 0.85 M_u^0 = 23.73 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 0.85 M_s^0 = 17.58 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{Appuis : } \begin{cases} M_u^a = -0.5 M_u^0 = -13.96 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5 M_s^0 = -10.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la FS et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.49: Résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	23.73	0.051	0.066	0.321	2.12	1.19	3HA12=3.39
En appui	13.96	0.030	0.038	0.325	1.23	1.19	3HA10=2.36

II.4.6.3 Vérification à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \frac{27.92 \times 10}{30 \times 33} = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ C'est vérifiée.

➤ **Armature transversale**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{350}{10} ; 8 \right) \Rightarrow \phi_t \leq 8 \text{ mm}.$$

Soit un cadre de ϕ_8 plus un étrier de $\phi_8 \Rightarrow A_t = 1.58 \text{ cm}.$

➤ **Espacement**

Le **RPA9/2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

II.4.6.4 Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau N° II.50: Vérification des contraintes.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	17.58	9.02	36580	4.33	15	vérifiée
En appuis	10.34	7.72	27224	2.93	15	vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0.087 \geq 0.08 \dots\dots\dots \text{vérifiée ;}$$

$$2) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 3.42 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée ;}$$

$$3) \quad l \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc, la vérification de la flèche est nécessaire.

II.4.6.5 Schéma de ferrailage

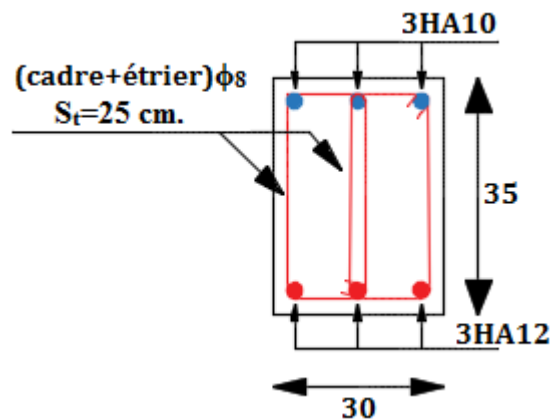


Figure N° II.24: Schéma de la poutre de chaînage.

II.4.7 Etude de l'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

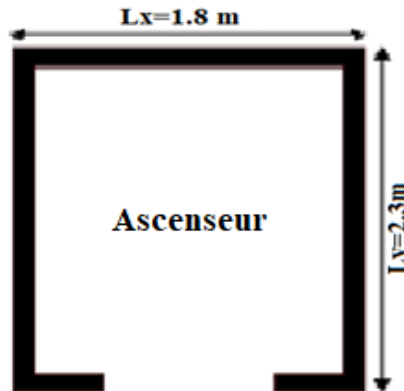


Figure N° II.25: Cage d'ascenseur.

$$l_x = 180 \text{ cm} \quad ; \quad l_y = 230 \text{ cm}$$

Course maximale : 50 m.

Charge due à la rupture des câbles : $F_c = 145 \text{ KN}$.

Charge due à la salle de la machine : $P_m = 15 \text{ KN}$.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$.

Charge due à l'ascenseur $D_m = 43 \text{ KN}$.

II.4.7.1 Etude de la dalle pleine de local de machinerie :

La dalle est appuyée sur deux appuis donc son épaisseur est donnée comme suit :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq 9 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm pour 2h de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{array} \right. \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

$$\text{On a } l_x = 1.8 \text{ m}; l_y = 2.3 \text{ m}; S = 1.8 \times 2.3 = 4.14 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.3} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans le 2 sens.}$$

II.4.7.2 Evaluation des charges et surcharges :

- **Poids propre de la dalle et du revêtement :**

(Calcul pour un revêtement de 5 cm)

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 22 \times 0.05 = 4.6 \text{ KN/m}^2.$$

- **Poids de l'ascenseur :** $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4.14} = 35.02 \text{ KN/m}^2$.
- **Poids total :** $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.6 + 35.02 = 39.62 \text{ KN/m}^2$
- **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} \text{ELU: } \Rightarrow q_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q = 1.35 \times 39.62 + 1.5 \times 1 = 54.99 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } \Rightarrow q_s = 39.62 + 1 = 40.62 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$
- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

Tableau N°: II.51. Sollicitation de la dalle d'ascenseur.

Sens	ρ	μ	M_0 (KN.m)	M_T (KN.m)	M_a (KN.m)
x-x	0.78	0.0584	10.40	8.84	3.12
y-y		0.5608	5.83	4.95	3.12

II.4.7.3 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.

Tableau N° II.52: Résultats ferrailage dalle ascenseur.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{min} (cm ² / ml)	Choix
Travée X-X	8.84	0.043	0.055	0.118	2.16	1.18	3HA10=2.36
Travée Y-Y	4.95	0.024	0.03	0.118	1.2	1.18	3HA10=2.36
Appui	3.12	0.024	0.03	0.117	1.2	1.18	3HA10=2.36

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 32.994 \text{ KN} \\ V_u^y = 42.159 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \tau_u = \frac{42.159 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.35 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.065 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.55 \text{ N.m} \\ M_0^y = 5.8 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 7.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.97 \text{ KN.m} \\ M_a = -2.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de compression du béton:**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.53: Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	7.27	2.25	37137	$4.89 \leq 15$	Vérifiée
Y-Y	4.97	2.25	37137	$3.011 \leq 15$	Vérifiée
Appui	2.56	2.25	37137	$1.55 \leq 15$	Vérifiée

➤ **L'état limite de déformation**

1) $\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0.07 \geq 0.042 \dots\dots\dots$ vérifiée;

2) $\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0019 < 0.005 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

II.4.7.4 Dalle de la salle machine :

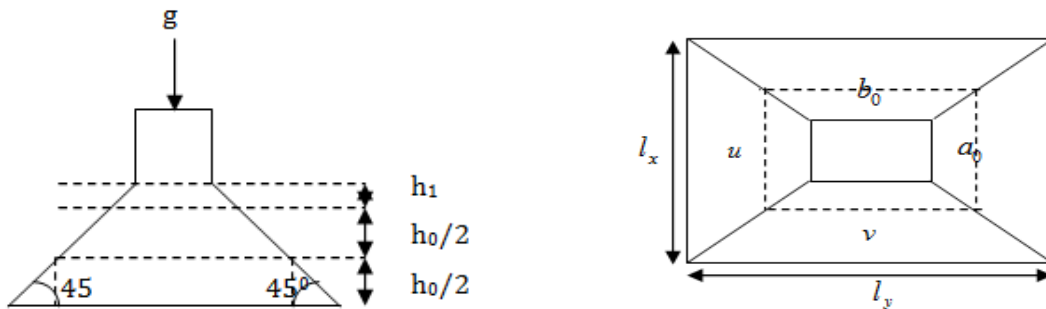


Figure N° II.26: Schéma représentant la surface d'impact.

On a :
$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

- a_0 et U : sont les dimensions parallèles à L_x .
- b_0 et V : sont les dimensions parallèles à L_y .
- $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$: est la surface du chargement.
- h_0 : est l'épaisseur de la dalle pleine.
- h_1 : est l'épaisseur du revêtement moins rigide.
- $\xi = 0.75$ $h_1 = 5 \text{ cm}$

On aura donc :

$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$; $V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN}$.

A. l'ELU : On a : $g = 64.3 \text{ KN} \Rightarrow P_u = 1.35 \times g = 86.806 \text{ KN}$

- **Calcul des sollicitations :** On a selon le BAEL :
$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec : M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.56 \\ \frac{v}{l_y} = 0.44 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.118 \\ M_2 = 0.072 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 86.806 \times 0.118 = 10.24 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 86.806 \times 0.072 = 6.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.71 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.065 \times 7.71 \times 1.8^2 = 1.62 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6841 \times 1.62 = 1.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.24 + 1.62 = 11.86 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.25 + 1.1 = 6.875 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 11.86 = 10.081 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.875 = 5.843 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 11.86 = -5.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Tableau N° II.54: Moment et ferraillage correspondant.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix
Travée X-X	10.081	0.049	0.063	0.117	2.47	1.18	4HA10=3.14
Travée Y-Y	5.843	0.028	0.036	0.118	1.4	1.18	4HA10=3.14
Appui	-5.93	0.029	0.036	0.118	1.44	1.18	3HA10=2.36

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}; \text{ Avec : } U_c = 2 \times (u+v) = 406 \text{ cm}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU

h : Hauteur de la dalle.

$$P_u = 86.806 < 0.045 \times 406 \times 10^{-2} \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

On a: $V_{\max} = \frac{P_u}{3 \times u} = 28.507 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

B. Calcul à l'ELS :

- **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{\text{ser}} = g = 64.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 64.3 \times (0.118 + 0.2 \times 0.072) = 8.51 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 64.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.118) = 6.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{\text{ser}} = 4.6 + 1 = 5.6 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0.065 \times 5.6 \times 1.8^2 = 1.18 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6841 \times 1.18 = 0.807 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.51 + 1.18 = 9.69 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.15 + 0.807 = 6.957 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.69 = 8.23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.957 = 5.91 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.69 = -4.845 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau N° II.55: Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	8.23	2.9	4713.1	$5.11 \leq 15$	Vérifiée
Y-Y	5.91	2.9	4713.1	$3.66 \leq 15$	Vérifiée
Appui	4.17	2.5	3713.7	$3.37 \leq 15$	Vérifiée

- **L'état limite de déformation :**

$$1) \frac{e}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}, \frac{3}{80} \right)$$

$$2) \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} 0.077 > 0.042 \\ 0.0026 < 0.005 \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} 0.06 > 0.042 \\ 0.0026 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

II.4.7.9 Schéma de ferrailage :

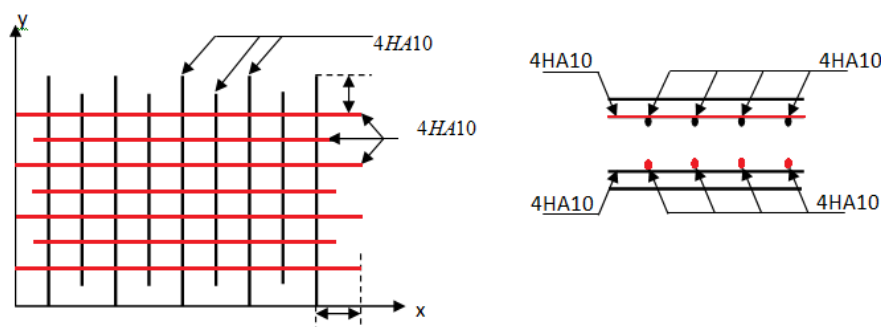


Figure II.27. Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur.

Chapitre III : Etude dynamique

Introduction

Le séisme est une menace pour l'homme principalement à travers ses effets directs sur les ouvrages, notre but est d'assurer au moins une protection acceptable par la conception adéquate des structures pouvant résister à ce phénomène.

Pour cela, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure avec le logiciel ETABS 2016.

L'objectif de cette étude dynamique sera de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage lors des vibrations libre non amortie.

III.1 Méthodes de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de construction, le RPA99/2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.1.1 Méthode statique équivalente

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par des forces statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est applicable si les conditions exigés par le RPA99/2003 sont vérifiées (régularité en plan et en élévation, etc.).

La méthode statique équivalente peut être utilise dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation avec
 $H \leq 65$ m en zones I et II_a ;
 $H \leq 30$ m en zones II_b et III.
- Si le bâtiment présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions supplémentaires exigées par le RPA (art 4.1.2).

III.1.2 Méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}.$$

Si la condition n'est pas vérifiée il faudra augmenter tous les paramètres de réponse avec le

$$\text{rapport: } \frac{0.8V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}.$$

Avec: V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Cependant nous avons appliqué la méthode modale spectrale.

III.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, en utilisant la formule suivante :

$$V_{\text{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003 tableau (4.1)}) \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003 (4.2)}) \\ R: \text{coefficient de comportement de la structure} \dots\dots\dots (\text{RPA99-2003 tableau (4.3)}) \\ Q: \text{facteur de qualité} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003 (4.4)}) \\ W: \text{poids total de la structure} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003 (4.5)}) \end{array} \right.$$

➤ Détermination des coefficients :

$$A : \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique } II_a \end{cases} \Rightarrow A=0.15$$

R : dans le cas de ce projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification d'interaction. $\Rightarrow R=5$.

$$Q : Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Avec : p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est observé ou non.

Tableau N° III.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Conditions	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1. condition minimal sur les files de contreventement	oui	0	Non	0.05
2. Redondance en plan	non	0.05	oui	0
3. Régularité en plan	oui	0	oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc: Q_x=Q_y= 1.05 .

D : Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (ξ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 < T < T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 < T < 3\text{sec} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \leq 3\text{sec} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7. \quad \text{RPA99(2003) Art (4.2.)}$$

ξ : Pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de la Structure et de l'importance des remplissages. RPA99/2003 (tableau 4.2).

On a un remplissage dense et un système de contreventement mixte.

$$\xi = 10 \Rightarrow \eta = 0.76$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{On a un sol meuble (site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.5\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

T : Période fondamentale de la structure :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} & \dots\dots\dots (1) \text{ RPA99/2003 (Art .4.2.4)} \\ T = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L}} & \dots\dots\dots (2) \text{ RPA99/2003 (Formule 4.7)} \end{cases}$$

H : hauteur totale du bâtiment. $\Rightarrow H = 34.18 \text{ m.}$

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage utilisées
(RPA99/2003- Tableau 4.6).

On a utilisé un système de contreventement mixte, donc : $C_T=0.05$.

L : dimension maximale du bâtiment à base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 19 \text{ m} \\ L_y = 12.2 \text{ m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0.71; 0.706) = 0.706 \text{ s} \\ T_y = \min(0.71; 0.881) = 0.71 \text{ s} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s} \Rightarrow T_2 < T < 3 \text{ sec} \Rightarrow$ Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.517 \\ D_y = 1.516 \end{cases}$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4.5))}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. (RPA 99/2003 -tableau 4.5).

Dans ce cas, on a: $W=23435.29 \text{ KN}$.

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{st}^x = 1120.21 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1119.08 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.1 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

On doit vérifier que : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Tableau N° III.2 : Vérification de la résultante des forces sismique

Force sismique	$V_{dyn}(\text{KN})$	$0.8V_{st}(\text{KN})$	Observation
Sens x-x	1018.16	886.17	Vérifiée
Sens y-y	925.81	895.26	Vérifiée

III.3 Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13)}$$

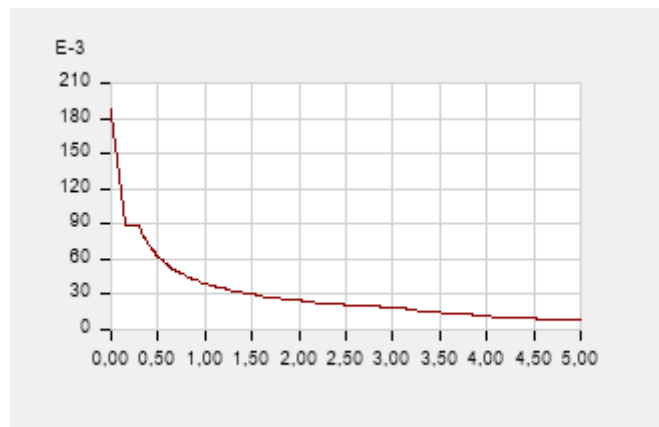


Figure N° III.1 : spectre de réponse XX et YY

III.4 Résultats de la modélisation

Après la modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016 nous avons obtenus les résultats suivants :

III.4.1 Disposition des voiles de contreventement

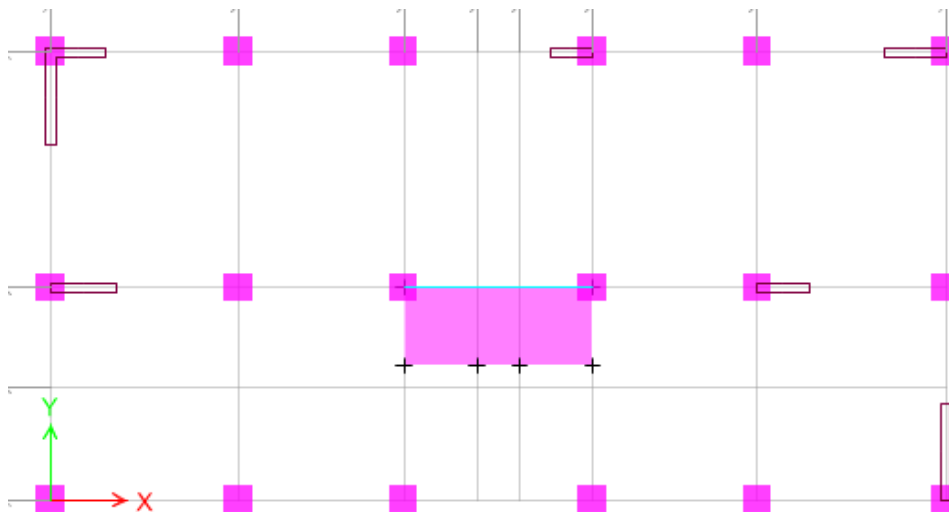


Figure N° III.2 : Disposition des voiles

III.4.2 Période de vibration et participation massique

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° III.3 : Période et taux de participation massique de la structure.

Mode	Période (s)	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0,898	0,0001	0,7532	0,0001	0,7532
2	0,795	0,7802	0,0002	0,7803	0,7534
3	0,713	9,445E-06	0,0002	0,7803	0,7536
4	0,277	0,0006	0,1288	0,7809	0,8825
5	0,257	0,1119	0,0012	0,8928	0,8837
6	0,218	0,0013	0,0002	0,8942	0,8839
7	0,146	0,0103	0,0361	0,9044	0,9199
8	0,141	0,0311	0,0128	0,9355	0,9327
9	0,11	0,0007	1,967E-05	0,9363	0,9327
10	0,094	0,0113	0,011	0,9475	0,9438

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon les deux axes (X et Y) atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode.

III.4.3 Les modes de vibrations

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (Y-Y).

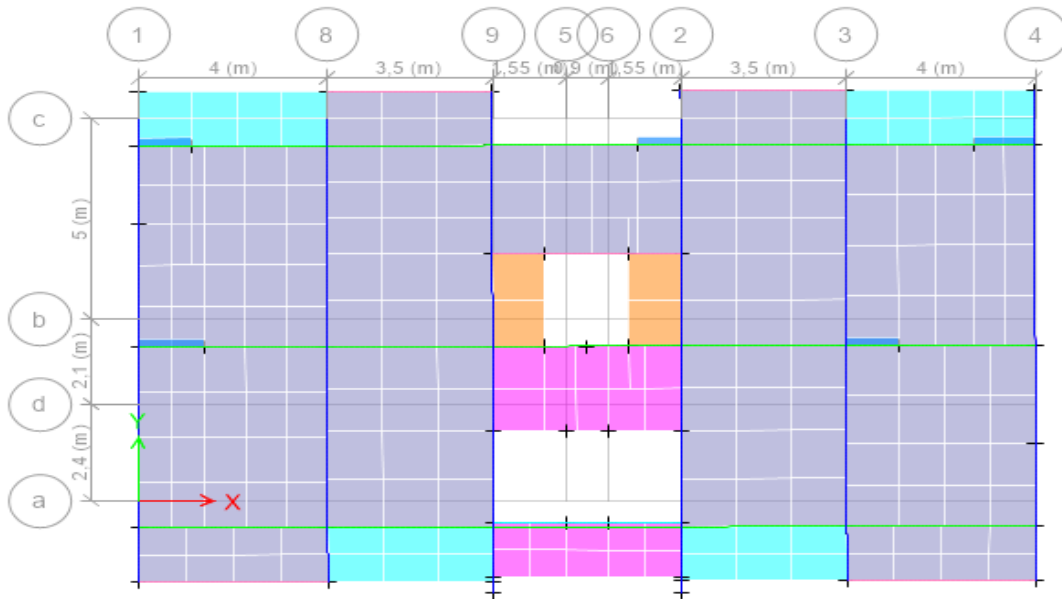


Figure N° III.3 : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (X-X).

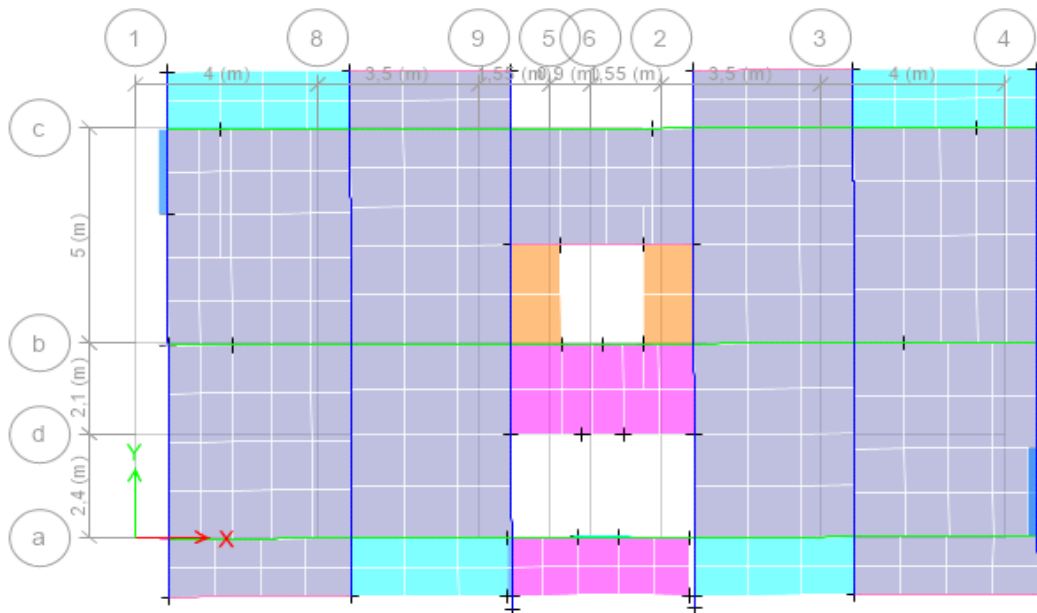


Figure N° III.4 : Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation suivant l'axe (z-z).

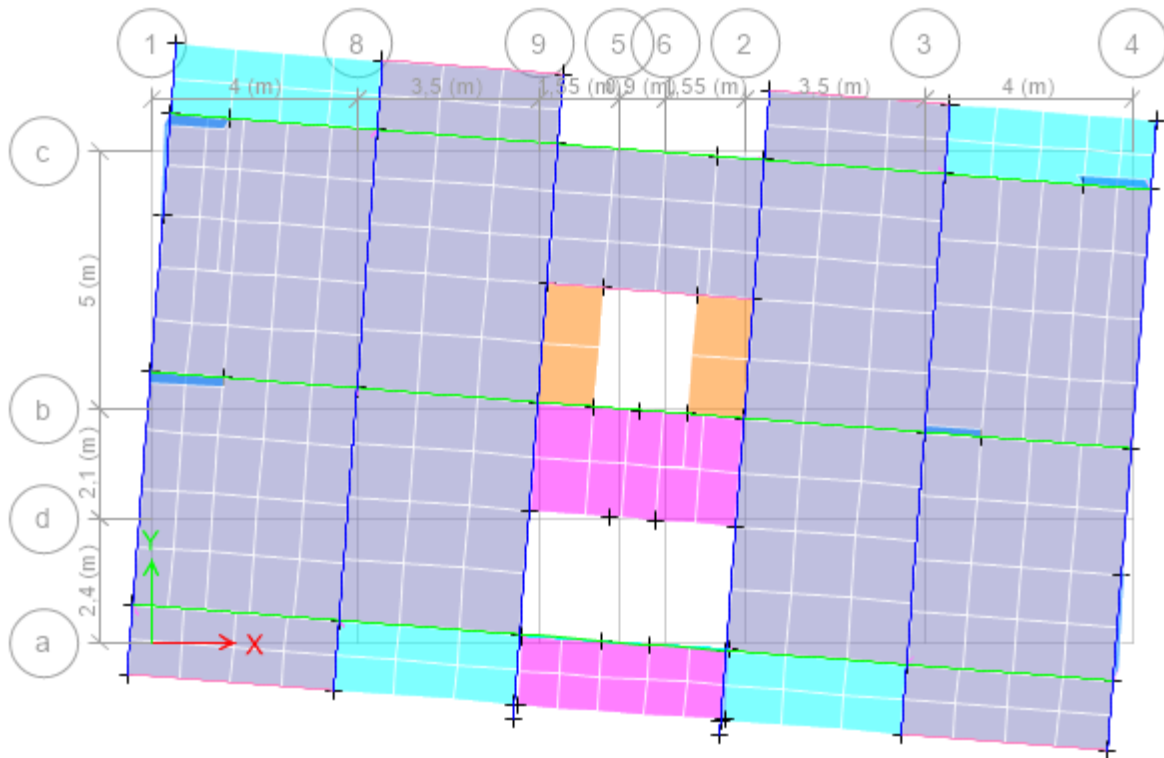


Figure N° III.5 : Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

III.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003

III.5.1 .Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003(art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charge verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- **Sous charges horizontales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Tableau N° III.4 : Interactions sous charges verticales.

Niveau	Charges verticales (KN)		Pourcentages des Charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
8	-2078,6	-519,0767	80,02	19,98
7	-4218,273	-936,3958	81,83	18,17
6	-6341,621	-1365,0011	82,29	17,71
5	-8523,879	-1762,9502	82,86	17,14
4	-10694,51	-2171,9385	83,12	16,88
3	-12977,61	-2506,3462	83,81	16,19
2	-15212,6	-2885,9127	84,05	15,95
1	-17576,34	-3174,2835	84,70	15,30
RDC	-19836,18	-3570,7667	84,74	15,26
E-sol	-22032,19	-4403,5593	83,34	16,66

Tableau N° III.5 : Interactions sous charges horizontales.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Chargement horizontal (KN)		Pourcentage du chargement horizontal (%)		Chargement horizontal (KN)		Pourcentage du chargement horizontal (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
8	163,6078	54,5219	75,00	25,00	199,5537	63,0737	75,98	24,02
7	219,215	81,7025	72,85	27,15	215,7588	80,8228	72,75	27,25
6	279,6952	129,8822	68,29	31,71	249,1471	114,7496	68,47	31,53
5	354,0448	152,6455	69,87	30,13	339,8669	148,1729	69,64	30,36
4	393,805	198,4551	66,49	33,51	372,5057	165,7841	69,20	30,80
3	461,7036	205,2495	69,23	30,77	409,3616	193,0731	67,95	32,05
2	499,9387	230,9045	68,41	31,59	434,432	213,8896	67,01	32,99
1	524,1197	257,1749	67,08	32,92	473,2922	226,4101	67,64	32,36
RDC	596,2351	259,5074	69,67	30,33	484,0765	276,3419	63,66	36,34
E-sol	341,0063	625,4708	35,28	64,72	326,9792	587,9659	35,74	64,26

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiées sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

III.5.2 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA99/2003 exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de

section) la relation suivante :
$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec : N : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : L'aire (section brute) de cette dernière.

Tableau N° III.6 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B (cm)	N (KN)	v	Observation
E-sol	60×60	2383,2274	0,265	Vérifiée
RDC+E1	60×55	2109,5757	0,256	Vérifiée
E2+3	55×55	1542,0227	0,204	Vérifiée
E4+5	55×50	1021,4495	0,149	Vérifiée
E6+7	50×50	557,8779	0,099	Vérifiée
E8+9	50×45	224,3217	0,040	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

III.5.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau

Selon le RPA99/2003 (Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$.

Tableau N° III.7 : Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	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 (%)
E-SOL	408	0,1075	0,5375	0	0,54	0,132	0,1023	0,512	0,000	0,51	0,125
RDC	306	0,2527	1,2635	0,5375	0,73	0,237	0,2513	1,257	0,512	0,75	0,243
1	306	0,4069	2,0345	1,2635	0,77	0,252	0,426	2,130	1,257	0,87	0,285
2	306	0,5585	2,7925	2,0345	0,76	0,248	0,6101	3,051	2,130	0,92	0,301
3	306	0,7009	3,5045	2,7925	0,71	0,233	0,7906	3,953	3,051	0,90	0,295
4	306	0,8328	4,164	3,5045	0,66	0,216	0,9604	4,802	3,953	0,85	0,277
5	306	0,9484	4,742	4,164	0,58	0,189	1,1136	5,568	4,802	0,77	0,250
6	306	1,0453	5,2265	4,742	0,48	0,158	1,2487	6,244	5,568	0,68	0,221
7	306	1,122	5,61	5,2265	0,38	0,125	1,364	6,820	6,244	0,58	0,188
8	306	1,1802	5,901	5,61	0,29	0,094	1,4603	7,302	6,820	0,48	0,156

On constate à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

III.5.4 Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Selon le RPA99/2003 (Art 5.9), les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P – Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement, ils peuvent être négligé dans le cas des bâtiments

si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: les effets de P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen analyse élastique du 1^{er} ordre par facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tableau N° III.8 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	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
E-SOL	408	23435,2879	0,54	1018,1623	0,030	0,51	925,8137042	0,032
RDC	306	20687,5675	0,73	992,9347	0,049	0,75	902,4827198	0,056
1	306	18348,5178	0,77	947,3456	0,049	0,87	861,2022872	0,061
2	306	16009,468	0,76	885,4168	0,045	0,92	806,492084	0,060
3	306	13705,1358	0,71	806,1848	0,040	0,90	737,6120975	0,055
4	306	11400,8036	0,66	712,7703	0,034	0,85	656,3143669	0,048
5	306	9132,042	0,58	606,4139	0,028	0,77	564,3457777	0,041
6	306	6863,2804	0,48	483,2422	0,022	0,68	457,2620604	0,033
7	306	4625,7938	0,38	343,7357	0,017	0,58	331,7670629	0,026
8	306	2388,3072	0,29	189,9668	0,012	0,48	188,8097743	0,020

On remarque que la condition est largement satisfaite, donc les effets de (P-Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux par rapport au premier dimensionnement, on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003. Les dimensions définitives de ces éléments sont :

Tableau N° III.9 : Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Les dimensions			
	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm ²)	Poutre secondaires (cm ²)
Entre sol	60×60	20	35×40	35×35
RDC+E1	60×55	15		
E2+3	55×55			
E4+5	55×50			
E6+7	50×50			
E8+9	50×45			

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Introduction

Une construction en béton armé reste résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments structuraux (poteaux, poutre, et voiles). Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation, pour qu'ils puissent supporter et reprendre toute les sollicitations.

IV.1 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons suivantes:

Les combinaisons fondamentales:

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS: } G + Q$$

les combinaisons accidentelles:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

IV.1.1 Recommandations du RPA99/2003

IV.1.2 Armatures longitudinales

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante;
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrements est de 40ϕ en zone II_a.

IV.1.3 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

Avec ϕ_1 le plus petit diamètre des barres utilisées.

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

IV.1.4 Sollicitation et ferrailage des poutres

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

Tableau N° IV.1: Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
Etagé courant	P.P	35 × 40	Travée	98.10	129.69	7	7.04	3HA14+3HA12=8.01
			Appui	-121.73			8.88	6HA14=9.24
	P.S	35 × 35	Travée	72.15	69.30	6.12	5.98	6HA12=6.79
			Appui	-78.58			6.55	3HA14+2HA12=6.88
Terrasse	P.P	35 × 40	Travée	38.08	84.91	7	3.04	3HA14=4.62
			Appui	77.74			6.43	3HA14+2HA12=6.88
	P.S	35 × 35	Travée	31.81	41.71	6.12	2.53	3HA12=3.39
			Appui	-44.87			3.61	3HA12+1HA10=4.18

IV.1.5 Vérification des armatures selon RPA

IV.1.5.1 Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections

➤ **Poutre principales:**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 56 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 84 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$

➤ **Poutre secondaire :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 49 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 73.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$

IV.1.5.2 Les longueurs de recouvrement

La longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $L_r > 40 \times \phi$

Pour : $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow L_r = 1 \times 40 = 40 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 45 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$

IV.1.5.3 Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Poutres principales :** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5) = 1.2 \text{ cm}^2$;

➤ **Poutres secondaires :** $\phi \leq \min\left(1; \frac{35}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1; 1; 3.5) = 1 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

IV.1.5.4 L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA99/2003 :

➤ **Poutres principales:**

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$; Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Poutres secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$; Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales:**

On a : $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ vérifiée.

IV.1.6 Vérification à l'ELU

IV.1.6.1 Condition de non fragilité

$$A_{\text{cal}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 \text{vérifiée.}$$

IV.1.6.2 Contrainte tangentielle

On doit vérifier que : $\tau = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° IV. 2: Vérification des contraintes tangentielles des poutres.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Principales	129.69	1.00	3.33	Vérifiée
Secondaires	69.30	0.62	3.33	Vérifiée

IV.1.6.3 Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

$$\text{Appuis de rives : } A_1 > A_1^{\text{rive}} = \frac{V_{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}.$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_1 \geq A_1^{\text{inter}} = \left(V_{\text{max}} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau N° IV. 3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres.

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.24	129.69	121.73	3.73	-6.78	Vérifiée
Secondaires	6.88	69.30	78.58	2.00	-5.61	Vérifiée

IV.1.7 Vérification à l'ELS**IV.1.7.1 Etat limite de compression du béton**

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

Tableau N° IV.4: Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Poutre principale	Travée	26.06	94829	12.87	3.54	15	Vérifié
	Appuis	-52.37	105239	13.61	6.77	15	Vérifié
Poutre secondaire	Travée	15.04	60443	11.04	2.75	15	Vérifié
	Appuis	-22.36	61034	11.10	4.07	15	Vérifié

IV.1.7.2 Etat limite de déformation

➤ **Poutre principale:**

$$1) \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow 0.07 \geq 0.028 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée;}$$

$$2) \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 6.18 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée ;}$$

$$3) L=5 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée;}$$

➤ **Poutre secondaire:**

$$1) \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow 0.08 \geq 0.035 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée;}$$

$$2) \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 6.06 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée;}$$

$$3) L=4 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

⇒ donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

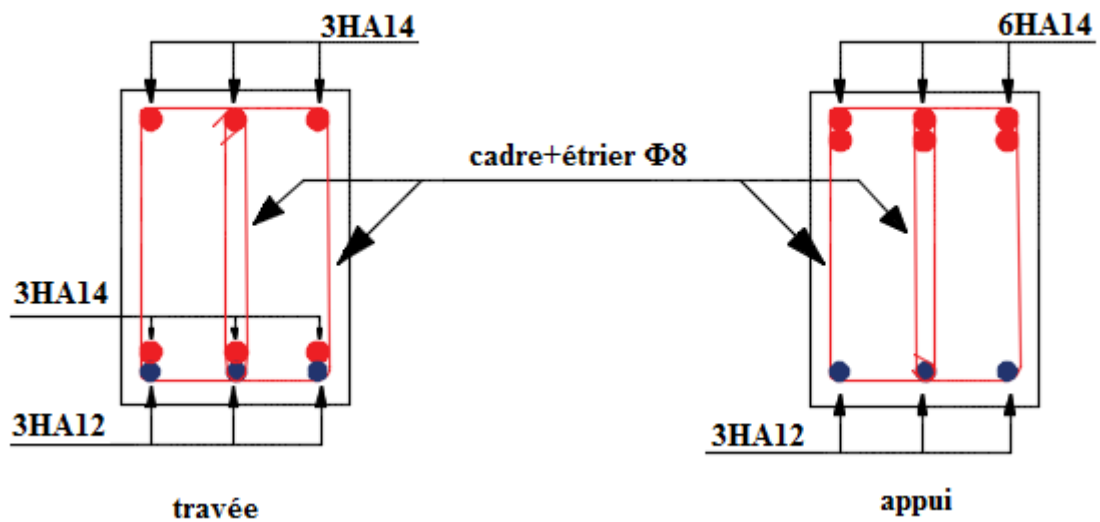
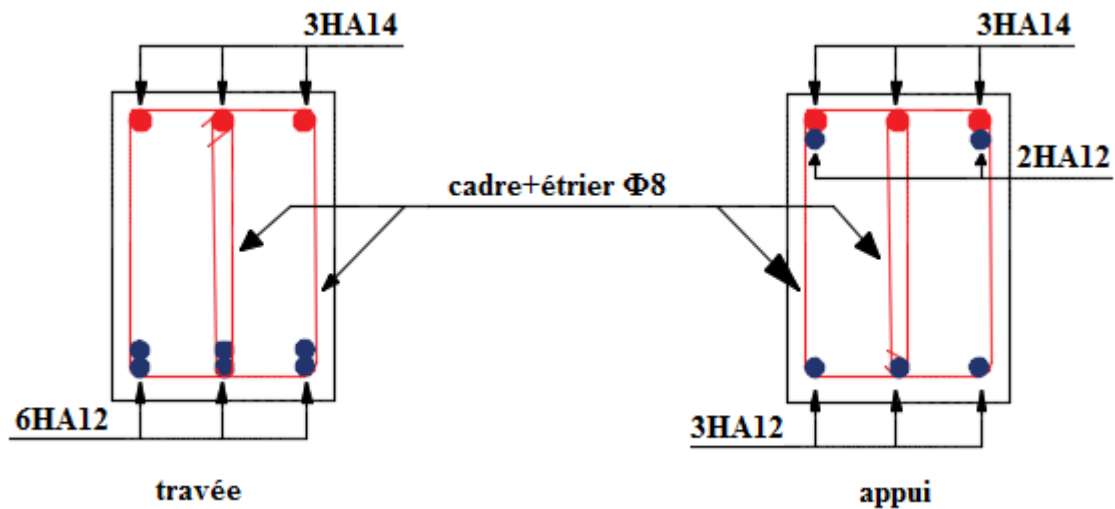


Figure N° IV.1: Schéma de Ferrailage de poutre principale de l'entre sol.



Figures IV.2. Schéma de Ferrailage de poutre secondaire de l'entre sol.

IV.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée en considérant les combinaisons d'actions suivantes:

Les combinaisons fondamentales:

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS: } G + Q$$

les combinaisons accidentelles:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right.$$

IV.2.1 Recommandation du RPA

IV.2.1.1 Armature longitudinales RPA99/2003 (article.7.4.2)

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

- Leur pourcentage minimal sera de:
 - 0.8% de la section du béton en zone II_a.
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% de la section du béton en zone courante;
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm;
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en I et II;
- La distance ou l'espacement (S_t) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et II;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :
$$\begin{cases} l'=2h \\ h'=\max\left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec : $b_1; h_1$: la section du poteau considéré ; h_c : hauteur d'étage.

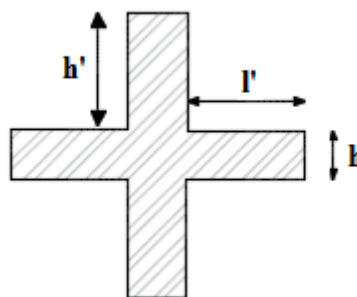


Figure N° IV.3 : Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99.V2003 sont illustrées dans le tableau suivant :

Figure N° IV.5 : Armatures longitudinales exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol 1	60×60	28.8	144	216
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	26.4	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×45	18	90	135

IV.2.1.2 Armatures transversales RPA99/2003 (article 7.4.2.2)

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_{\max}}{h_1 f_e}$

Avec : h_1 : hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec: } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right).$$

Sachant que a et b: sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de (A_t), il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes:

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm})$zone Π_a ;
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t$zone Π_a .

$$A_t \begin{cases} 0.3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

➤ **Les sollicitations de calcul:**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau N° IV.6 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol	-2583.1133	-41.5988	-110.7069	-2383.2274	373.4623	18.6796
RDC et 1 ^{er} étage	-2271.0765	-80.0831	-135.161	-2109.5757	8.0979	-6.9054
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	-1707.1611	-59.5615	-98.6742	-1542.0227	130.5243	8.4252
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-1172.7193	-53.3982	-79.0327	-1013.3181	-108.7704	-11.1715
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	-697.0559	-10.3831	60.8277	-368.0113	-12.0893	5.5595
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	-284.9523	-4.7951	58.0718	-56.8563	16.2682	4.7645

IV.2.3 Calcul de ferrailage

IV.2.3.1 Ferrailage longitudinale

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'E-sol avec les sollicitations suivantes:

$$N_{\max} = -2583.1133 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = -41.5988 \text{ KN.m} \rightarrow (\text{ELU});$$

$$M_{\max} = -110.7069 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = -2383.2274 \text{ KN} \rightarrow (\text{G+Q+E}_y);$$

$$N_{\min} = 373.4623 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 18.6796 \text{ KN.m} \rightarrow (0.8\text{G+E}_y).$$

1) Calcul sous N_{\max} et M_{corr} :

$$d=57\text{m} ; d'=0.03\text{m} ; N=2583.11 \text{ KN (compression)} \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.016 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section. \Rightarrow La section est entièrement comprimée.

$$M_{\text{UA}} = M_{\text{UG}} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 739.04 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d-d') - M_{\text{UA}} < (0.5h-d')b \times h \times f_{\text{bu}} \Rightarrow 655.84 \text{ KN.m} < 1533.6 \text{ KN.m} \Rightarrow A=0.$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{\text{bu}}}{f_s} ; \psi = \frac{0.357 + \left(\frac{N_u (d-d') - M_{\text{UA}}}{b \times h \times f_{\text{bu}}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.708 ;$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + \left(1.719 - 4.01 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1-\psi} \right] = 3.64 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_1 \Rightarrow f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A' = -29.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{donc : } A=0$$

2) Calcul sous M_{\max} et N_{corr} :

$$M_{\max} = 110.71 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 2383.23 \text{ KN (compression)} \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.046 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}.$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section. \Rightarrow La section est entièrement comprimée.

$$M_{\text{UA}} = 754.18 \text{ KN.m} ; \psi = 0.608 ; \varepsilon_s = 3.9 \times 10^{-3} \geq \varepsilon_1 = 2 \times 10^{-3} ;$$

$$\Rightarrow A' = -47.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{donc } A=0.$$

3) Calcul sous N_{\min} et M_{corr} :

$$N_{\min} = -373.46 \text{ (traction) KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 18.68 \text{ KN.m.} \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.05 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m.}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section. \Rightarrow La section est entièrement tendue.

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s \times 10(d-d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s \times 10(d-d')} \end{cases} \Rightarrow \text{Tel que : } e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.32 \text{ m} ; e_2 = (d-d') - e_1 = 0.22 \text{ m} ;$$

$$f_s \times 10 = \frac{f_c}{\gamma_s} = 400 ; \text{ et } A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_c} = 18.9 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_1 = 3.8 \text{ cm}^2 ; A_2 = 5.53 \text{ cm}^2.$$

Tableau N° IV.7. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Entre sol	60×60	18.9	28.8	16HA16=32.17
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	3.78	26.4	8HA16+8HA14=28.4
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	15.88	24.2	8HA16+8HA14=28.4
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×50	3.14	22	8HA16+8HA14=28.4
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×50	2.84	20	8HA16+4HA14=22.24
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×45	2.55	18	8HA16+4HA14=22.24

IV.2.3.2 Ferrailage transversale

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux:

Tableau N° IV.8: Ferrailage transversal des poteaux.

Section (cm ²)	ϕ_t^{\min} (cm)	l _f (cm)	λ_g	ρ	V (KN)	t _{z,nodale} (cm)	t _{z,cour} (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)
60×60	1.6	285.6	4.76	3.75	133.01	10	15	2.08	3.24	6HA8=3.92
60×55	1.4	214.2	3.57	3.75	131.84	10	15	2.06	5.42	12HA8=6.28
55×55	1.4	214.2	3.89	3.75	122.10	10	15	2.08	4.76	10HA8=5.03
55×50	1.4	214.2	3.89	3.75	99.76	10	15	1.70	4.33	10HA8=5.03
50×50	1.2	214.2	4.28	3.75	74.61	10	15	1.40	3.6	8HA8=4.02
50×45	1.4	214.2	4.28	3.75	38.51	10	15	0.72	3.24	8HA8=4.02

IV.2.4 Vérification

IV.2.4.1 Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On doit vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{-calculé}}$, avec : $B_{r\text{-calculé}} = \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$

Avec: $B_r = (b-2) \times (h-2)$.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

Tableau N° IV.9 : Vérification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (m)	N_u (KN)	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	B_{real} (cm ²)	B_r (cm ²)	observation
E-sol	60×60	2583.11	3.68	2.576	0.173	14.89	0.820	143.21	3364	Vérifiée
RDC+E1	55×60	2271.08	2.66	1.862	0.173	10.76	0.834	123.79	3074	Vérifiée
E2+E3	55×55	1707.16	2.66	1.862	0.159	11.71	0.831	93.39	2809	Vérifiée
E4+E5	50×55	1172.72	2.66	1.862	0.159	11.71	0.831	64.15	2544	Vérifiée
E6+E7	50×50	697.05	2.66	1.862	0.144	12.93	0.827	38.32	2304	Vérifiée
E8+E9	45×50	284.95	2.66	1.862	0.144	12.93	0.827	15.66	2064	Vérifiée

IV.2.4.2 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. On doit vérifier : $\sigma_{bc}^{1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$;

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^1 = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \left(\frac{M_{\text{serG}}}{I_{yy'}} \times v \right) \\ \sigma_{bc}^2 = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \left(\frac{M_{\text{serG}}}{I_{yy'}} \times v' \right) \end{array} \right.$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{\text{serG}} = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \left(\frac{h}{2} - v \right).$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2].$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (Ad + A'd')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h .$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A} .$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.10 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	E-sol	RDC+E1	E2+E3	E4+E5	E6+E7	E8+E9
Section (cm ²)	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50
d (cm)	57	57	52	52	47	47
As (cm ²)	40.21	38.33	28.24	22.24	15.21	18.47
v (cm)	33.87	34.01	30.51	30.15	26.84	27.41
v' (cm)	26.13	25.99	24.49	24.85	23.16	22.59
I _{yy'} (m ⁴)	0.014	0.013	0.010	0.009	0.006	0.005
N _{ser} (KN)	1878.81	1651.76	1241.68	853.04	508.64	208.75
M _{ser} (KN.m)	50.48	58.13	43.39	38.93	37.93	37.09
M _{serG} (KN.m)	123.19	124.36	80.76	61.53	42.29	42.12
σ _{bc1} (MPa)	8.20	8.26	6.57	5.16	3.93	3.24
σ _{bc2} (MPa)	7.52	7.49	6.08	4.80	3.67	2.83
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV2.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte ultime:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.11 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ(MPa)	τ _{adm} (MPa)	obs
E-sol	60×60	2.576	4.29	0.04	57	133.01	0.39	1	vérifiée
RDC+E1	55×60	1.862	3.38	0.04	57	131.84	0.42	1	vérifiée
E2+E3	55×55	1.862	3.38	0.04	52	122.10	0.43	1	vérifiée
E4+E5	50×55	1.862	3.72	0.04	52	99.76	0.38	1	vérifiée
E6+E7	50×50	1.862	3.72	0.04	47	74.61	0.32	1	vérifiée
E8+E9	45×50	1.862	4.14	0.04	47	38.51	0.18	1	vérifiée

IV.2.5 Vérification de la zone nodale

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|).$$

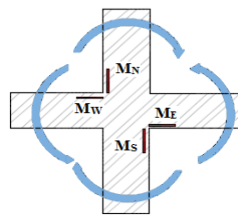


Figure : IV.4: Zone nodale.

IV.2.6 Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (*MR*) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- Dimensions de la section du béton;
- La quantité d'armatures dans la section;
- La contrainte limite élastique des aciers.

On a : $M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$; Avec : $Z = 0.9h$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\sigma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau N° IV.12 : Moment résistant dans les poteaux selon le sens principal.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _n (cm ²)	M _{rs} (KN.m)	M _{rn} (KN.m)
E-sol	60×60	54	10.05	10.5	188.86	188.86
RDC	55×60	54	10.05	19.16	188.86	360.05
Etage 1	55×60	54	9.11	9.11	171.19	171.19
Etage 2	55×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 3	55×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 4	50×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 5	50×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 6	50×50	45	9.11	16.21	142.66	253.84
Etage 7	50×50	45	7.1	7.1	111.19	111.19
Etage 8	45×50	45	7.1	7.1	111.19	111.19

Tableau N° IV.13 : Moment résistant dans les poteaux selon le sens secondaire.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _n (cm ²)	M _{rs} (KN.m)	M _{rn} (KN.m)
E-sol	60×60	54	10.05	10.5	188.86	188.86
RDC	55×60	49.5	10.05	19.16	173.12	330.05
Etage 1	55×60	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 2	55×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 3	55×55	49.5	9.11	9.11	156.93	156.93
Etage 4	50×55	45	9.11	9.11	142.66	142.66
Etage 5	50×55	45	9.11	9.11	142.66	142.66
Etage 6	50×50	45	9.11	16.21	142.66	253.84
Etage 7	50×50	45	7.1	7.1	111.19	111.19
Etage 8	45×50	40.5	7.1	7.1	100.07	100.07

Tableau N° IV.14 : Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	Section (cm ²)	z (m ²)	A _s (m ²)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P	35 × 40	36	9.24	115.76
	P.S	35 × 35	31.5	6.88	75.42
Terrasse inaccessible	P.P	35 × 40	36	6.88	86.19
	P.S	35 × 35	31.5	4.18	45.82

Tableau N° IV.15 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	$M_w = M_e$	$1.25 (M_w + M_e)$	M_s	M_n	$M_n + M_s$	observation
RDC	115.76	289.4	188.86	360.05	548.91	Vérifiée
Etage 1	115.76	289.4	171.19	171.19	342.38	Vérifiée
Etage 2	115.76	289.4	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 3	115.76	289.4	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 4	115.76	289.4	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 5	115.76	289.4	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 6	115.76	289.4	142.66	253.84	396.5	vérifié
Etage 7	115.76	289.4	111.19	111.19	222.38	Non Vérifiée
Etage 8	86.19	215.47	111.19	111.19	222.38	Vérifiée

On remarque que les rotules plastiques ne sont pas vérifiées dans le niveau 7. Selon le RPA (art 7.6.2), cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Tableau N° IV.16 : Vérification de la zone nodale suivant le sens secondaire.

Niveaux	$M_w = M_e$	$1.25 (M_w + M_e)$	M_s	M_n	$M_n + M_s$	observation
RDC	75.42	188.55	173.12	330.05	503.17	Vérifiée
Etage 1	75.42	188.55	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 2	75.42	188.55	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 3	75.42	188.55	156.93	156.93	313.86	Vérifiée
Etage 4	75.42	188.55	142.66	142.66	285.32	Vérifiée
Etage 5	75.42	188.55	142.66	142.66	285.32	Vérifiée
Etage 6	75.42	188.55	142.66	253.84	396.5	vérifié
Etage 7	75.42	188.55	111.19	111.19	222.38	Vérifiée
Etage 8	45.82	114.55	100.07	100.07	200.14	Vérifiée

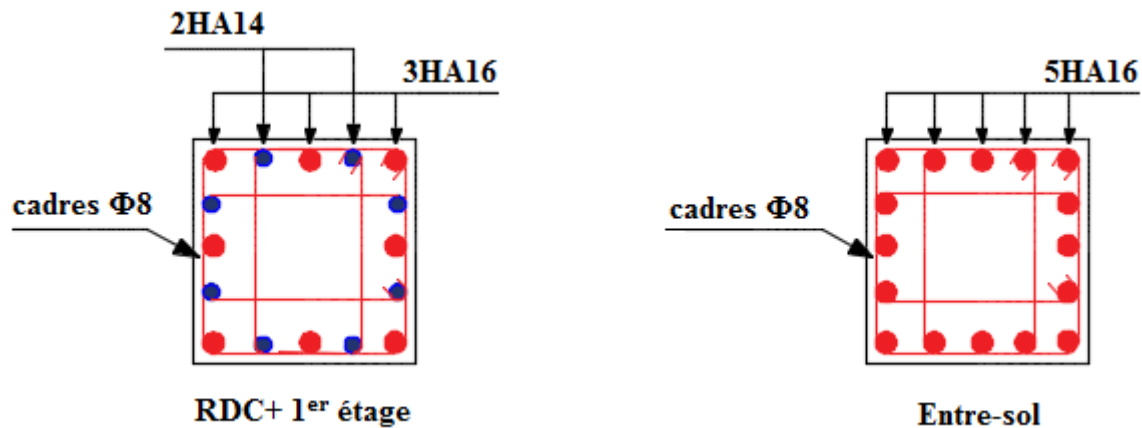


Figure N° IV.5 : Schéma de ferrailage de l'entre sol et RDC, 1^{er} étage.

IV.3 Etude des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon les règles BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/2003 sous l'Action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charge et surcharge), les voiles sont sollicités en flexion composée, en considérant les combinaisons d'actions suivantes:

Les combinaisons fondamentales: ELU: $1.35G+1.5Q$.

Les combinaisons accidentelles: $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes:

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

IV.3.1 Recommandation du RPA99/2003

IV.3.1.1 Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

IV.3.1.2 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles;

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement doit être inférieur à l'épaisseur du voile ($S_t < e$);
- Dans la zone tendue : un espacement maximal à 15 cm et un pourcentage minimal de 0.2% de la section du béton, $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$ avec : (L_t : longueur de la zone tendue; e : épaisseur du voile).

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.3.1.3 Armature transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 épingles / m^2 .

IV.3.1.4 Règles communes RPA99/2003 (art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %;
 - En zone courante 0,10 %.
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile;
 - les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1,4V_u.$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.3.1.5 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.17 : Sollicitation maximales du voile Vy2.

Étage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol	1105.63	-43.02	1085.82	-1055.18	297.19	1003.01	313.31

IV.3.1.6 Ferrailage du voile

1) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

La méthode de calcul consiste à déterminer les contraintes à partir des sollicitations maximales en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y \Rightarrow \text{Si : } \begin{cases} \sigma_{\max}; \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC} \\ \sigma_{\max}; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET} \\ \sigma_{\max} > 0; \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC} \end{cases}$$

$$N_{\max} = 1105.63 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -43.02 \text{ KN.m} . L = 2.05 \text{ m} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm} \quad ; \quad y = \frac{2.05}{2} = 1.025 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.14 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y = \frac{1105.63}{(2.05 \times 0.2)} + \frac{43.02}{0.14} \times 1.025 = 3.01 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y = \frac{1105.63}{(2.05 \times 0.2)} - \frac{43.02}{0.14} \times 1.025 = 2.38 \text{ MPa} > 0$$

⇒ Donc la section est entièrement comprimée.

$$M_{\text{UA}} = M_{\text{UG}} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1143.12 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d-d')-M_{uA} < (0.5h-d')b \times h \times f_{bu} \Rightarrow 1123.42 \text{ KN.m} < 7538.92 \text{ KN.m} \Rightarrow A=0.$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_s'} \quad ; \quad \psi = \frac{0.357 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{uA}}{b \times h \times f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.504 ;$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + \left(1.719 - 4.01 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] = 3.74 \times 10^{-3} \quad ; \quad \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_1 \Rightarrow f_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \Rightarrow A' = -67.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{donc } A=0$$

➤ **Les armatures minimales:**

$$A_{\min}^{z.t} = 0.20\% (e \times L_t) \Rightarrow \text{zone tendue.}$$

$$A_{\min}^{z.c} = 0.10\% (e \times L_c) \Rightarrow \text{zone comprimé.}$$

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 0.15\% (e \times L) \Rightarrow \text{le voile.}$$

➤ **Les longueurs tendres et comprimées :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \quad \text{Et } L_c = L - L_t$$

$$\Rightarrow L_t = 0.9 \text{ m} \Rightarrow L_c = 1.15 \text{ m} \Rightarrow A_{\min}^{z.c} = 2.3 \text{ cm}^2 \quad +$$

2) Calcul sous M_{\max} et N_{corr} :

$$M_{\max} = -1055.18 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}} = 1085.82 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 10.37 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = -5.08 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{SPC}$$

⇒ le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = 2135.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2135.57 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.02^2 \times 18.48} = 0.142$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.192 \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.865$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z f_{st}} = \frac{2135.57 \times 10^{-3}}{1.865 \times 400} = 28.63 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple:

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 6.15 \text{ cm}^2$$

3) Calcul sous N_{\min} et M_{corr} :

$$N_{\min} = 297.19 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 1003.01 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 8.07 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = -6.62 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{SPC}$$

\Rightarrow le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 1298.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad \mu_{bu} = 0.086 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.122 \quad ; \quad z = 1.929 \Rightarrow A_1 = 16.83 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion simple:

$$A = 9.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des barres verticales:

$S_t = \leq \min(1.5e ; 30\text{cm})$, on prend :

$$S_t = 20 \text{ cm (En dehors de } L/10)$$

$S_t = 10 \text{ cm (Sur une longueur de } L/10)$.

➤ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} \Rightarrow 1.08 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures horizontales:**

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_c} = \frac{1.08 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_c} = 0.4 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des barres horizontales:**

$$S_t = \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau N° IV.18 : Ferrailage du voile Vy1.

Niveau	Entre sol	RDC+E1+E2	E3+E4+E5	E6+E7+E8
L (m)	2.05	2.05	2.05	2.05
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
I (m ⁴)	0.14	0.1080	0.1080	0.1080
Y (m)	1.025	1.025	1.025	1.025
N (KN)	297.19	267.92	127.44	49.45
M (KN.m)	1003.01	548.86	262.11	181.46
d (m)	2.02	2.02	2.02	2.02
V (KN)	313.31	118.23	67.93	40.26
τ (MPa)	1.08	0.55	0.31	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	9.4	3.81	1.72	1.66
A^{min} (cm ²)	6.15	4.61	4.61	4.61
σ_{max} (Mpa)	8.07	6.08	5.39	1.88
σ_{min} (Mpa)	-6.62	-4.34	-2.07	-1.56
l_t	0.92	0.85	0.57	0.93
l_c	1.13	1.2	1.48	1.12
$A_{\text{tendu}}^{\text{min}}$ (cm ²)	3.68	2.55	1.71	2.79
$A_{\text{comp}}^{\text{min}}$ (cm ²)	2.26	1.8	2.22	1.68
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/\text{face}}^{\text{adop}}$ (cm ²)	10HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_{vC/\text{face}}^{\text{adop}}$ (cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

A_h^{cal} (cm ²)	1.35	0.51	0.29	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau N° IV.19 : Ferrailage du voile Vy2.

Niveau	Entre sol	RDC+E1+E2	E3+E4+E5	E6+E7+E8
L (m)	1.95	1.95	1.95	1.95
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
I (m ⁴)	0.123	0.093	0.093	0.093
Y (m)	0.975	0.975	0.975	0.975
N (KN)	-30.80	268.58	79.65	22.08
M (KN.m)	957.20	464.51	264.48	106.98
d (m)	1.92	1.92	1.92	1.92
V (KN)	316.76	114.67	68.01	25.87
τ (MPa)	1.15	0.56	0.33	0.12
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	11.77	3	3.32	1.12
A^{min} (cm ²)	5.85	4.39	4.39	4.39
σ_{max} (Mpa)	6.67	5.79	3.04	1.2
σ_{min} (Mpa)	-7.51	-3.95	-2.5	-1.05
l_t	1.03	0.79	0.88	0.91
l_c	0.89	1.16	1.07	1.04
A_{tendu}^{min} (cm ²)	4.12	2.37	2.64	2.73
A_{comp}^{min} (cm ²)	1.78	1.74	1.60	1.56
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm ²)	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h^{cal} (cm ²)	1.44	0.52	0.31	0.11
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau N° IV.20 : Ferrailage du voile Vx1.

Niveau	Entre sol	RDC+E1+E2	E3+E4+E5	E6+E7+E8
L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
I (m ⁴)	0.037	0.027	0.027	0.027
Y (m)	0.65	0.65	0.65	0.65
N (KN)	246.75	190.74	108.55	49.26
M (KN.m)	-37.57	258.11	-180.55	-134.92
d (m)	1.27	1.27	1.27	1.27
V (KN)	136.37	65.14	52.03	43.84
τ (MPa)	0.75	0.48	0.38	0.32
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0.64	2.94	2.33	2.08
A^{min} (cm ²)	3.9	2.92	2.92	2.92
σ_{max} (Mpa)	7.47	7.08	4.83	3.44
σ_{min} (Mpa)	-5.57	-5.13	-3.71	-2.94
l_t	0.55	0.54	0.56	0.6
l_c	0.75	0.76	0.74	0.7
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.2	1.62	1.68	1.80
A_{comp}^{min} (cm ²)	1.5	1.14	1.11	1.05
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm ²)	8HA8	6HA8	6HA8	6HA8
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0.94	0.45	0.36	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau N° IV.21 : Ferrailage du voile Vx2.

Niveau	Entre sol	RDC+E1+E2	E3+E4+E5	E6+E7+E8
L (m)	1.4	1.4	1.4	1.94
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
I (m⁴)	0.046	0.0343	0.0343	0.0343
Y (m)	0.7	0.7	0.7	0.7
N (KN)	230.18	533.07	259.39	242.09
M (KN.m)	-481.61	327.08	361.24	164.03
d (m)	1.37	1.37	1.37	1.37
V (KN)	168.80	72.11	60.02	55.63
τ (MPa)	0.86	0.49	0.41	0.38
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm²)	0.06	0.14	3.15	0.61
A^{min} (cm²)	4.2	3.15	3.15	3.15
σ_{max} (Mpa)	8.19	9.21	7.01	5.72
σ_{min} (Mpa)	-6.55	-4.14	-3.57	-4.16
l_t	0.62	0.43	0.47	0.59
l_c	0.78	0.97	0.93	0.81
A_{tendu}^{min} (cm²)	2.48	1.29	1.88	1.77
A_{comp}^{min} (cm²)	1.56	1.45	1.39	1.21
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm²)	10HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h^{cal} (cm²)	1.07	0.46	0.38	0.36
A_h^{min} (cm²)	0.4	0.3	0.3	0.3
A_h^{adop} (cm²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

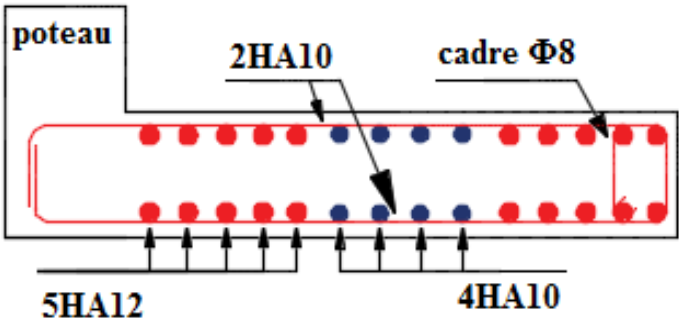


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy1 (entre sol).

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Introduction

La fondation par définition est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise. Cette transmission se fait soit directement, cas de semelles superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

Elle doit assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges au sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

V.1 Les différents types de fondation

Le D.TU13-12, définit les différents types de fondation en fonction du rapport $\frac{D}{B}$ et qui sont :

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondation superficielle (semelle isolée ; semelle filante ; radier générale) ;
- $6 \leq \frac{D}{B} \leq 10$: fondation semi-profonde (puits) ;
- $\frac{D}{B} \geq 10$ fondation profonde (pieux).

V.2 Choix de type de fondation

Le choix de type de la fondation dépend de plusieurs paramètres :

- La nature de sol d'assise (la capacité portante) ;
- L'importance de l'ouvrage (la charge transmise au sol) ;
- Les entres axes entre les poteaux ;
- Le cout d'exécution.

V.3 Combinaison de calcul

D'après le RPA les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ELU ;
- ELS ;
- $0.8G\bar{+}E$;
- $G+Q\bar{+}E$.

V.4 La vérification de types de fondation

Afin de déterminé le choix de la fondation à adopter pour la structure, on doit vérifier d'abord pour les semelles isolées puis pour les semelles filantes. Si ces deux choix ne sont pas vérifiés, on passera au radier général.

V.4.1 La vérification des semelles isolées

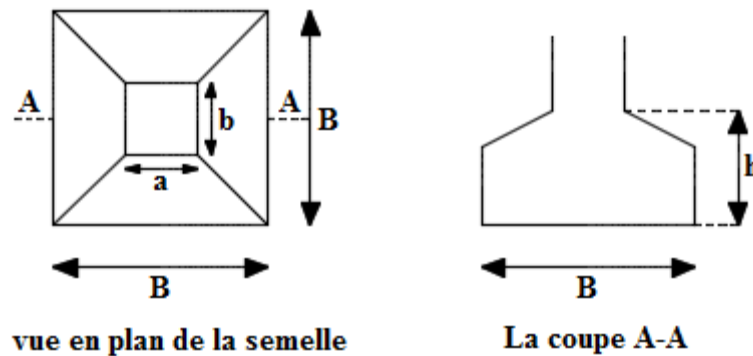


Figure N° V.1 : Schéma d'une semelle isolée

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivant : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec : **N** : l'effort normal du poteau le plus sollicité ($N=1878.81$ KN) ;

S : Surface d'appui sur le sol ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol} = 1.75$ bars).

Les poteaux de cette structure sont carrés à la base ($b \times b$), donc les semelles sont carrées

($B \times B$)

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec : **N** est l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS2016

S : surface d'appui de la semelle $S = B \times B$

$N_s = 1878.81$ KN .

$$\frac{N}{B \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1878.81}{1.75}} = 3.28 \text{ m.}$$

Vu que l'entre axe minimale des poteaux est de 3.5m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, donc ce type de fondation ne convient pas avec ce cas

V.4.2 Vérification des semelles filantes

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant l'ETABS 2016, en tirant les efforts normaux situés sous poteau/voile qu'elle reprend.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.1 : Somme des efforts normaux des différentes files de semelles filantes.

File de portique	(1)	(2)	(3)
Effort normal repris (KN)	8943.55	8958.72	8533.47

La file (2) est la plus sollicitée, donc le dimensionnement se fera en fonction de cet effort.

$$N = \sum N_i = 8958.72 \text{ KN.}$$

1. Avec : N_i : Effort normal provenant du poteau/voile.

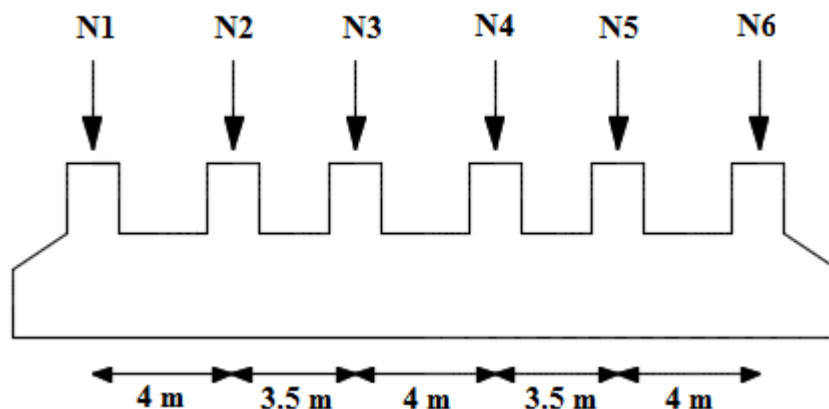


Figure N° V.2 : Schéma d'une semelle filante.

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} ; \text{ Avec : } L = \sum L_i + 2 \times d ; d = 0.5 \text{ m ; } L = 20.6 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{8958.72}{20.6 \times 175} = 2.48 \text{ m, on prend : } B = 2.5 \text{ m.}$$

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes, car

$$L_{\min} = 4.5 \text{ m.}$$

Calcul la surface de la semelle filante :

$$S_{SF} = B \times L = 2.5 \times 20.6 = 51.5 \text{ m}^2 .$$

$$S_{\text{totale}(SF)} = 3 \times 51.5 = 154.5 \text{ m}^2 .$$

$$S_{\text{sol d'assise}} = 11.1 \times 20.6 = 228.66 \text{ m}^2 .$$

$$\frac{S_{\text{totale}(SF)}}{S_{\text{sol d'assise}}} = \frac{154.5}{228.66} = 67.57\% .$$

On remarque que la surface totale des semelles filantes est supérieure à la moitié de la surface du sol d'assise .Donc le choix se fera pour un radier.

V.4.3 Etude du radier nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol, il représente donc une solution adéquate pour éviter les tassements différentiels.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- L'importance des charges transmises au sol.
- Le rapprochement des poteaux (petites trames).
- La mauvaise nature du sol d'assise.

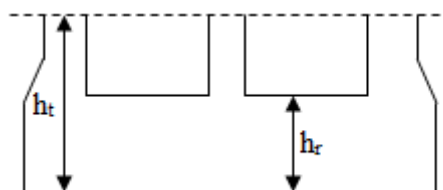


Figure N°V.3 : Dimension du radier

➤ Dimensionnement du radier

Le radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

1) La condition de coffrage :

- Nervure : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$
- Radier : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec : L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max}=5$ m) ;

h_t : hauteur de la nervure ;

h_r : hauteur du radier.

Donc on a : $h_t \geq 50$ cm $\Rightarrow h_t=50$ cm

$$h_r \geq 25$$
 cm $\Rightarrow h_r=30$ cm

2) La condition de rigidité :

Un radier est considéré rigide, si : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$; Avec: $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

Tel que : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) ;

E : Module d'élasticité du béton, $E=32164190$ KN/m² ;

I : Inertie de la section du radier ;

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : $K=4 \times 10^4$ KN/m² ;

b : Largeur de la semelle, on prend une bande de 1 m.

On a : $I = \frac{bh^3}{12}$; Avec : $h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h_t \geq 72.7$ cm.

Donc, on a : $\begin{cases} h_t=80 \text{ cm} \\ I=0.0427 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e=3.42 \text{ m} \\ L_{\max}=5 \text{ m} \geq \frac{\pi}{2} L_e = 5.37 \text{ m} \end{cases}$ vérifiée.

Alors, on opte pour : $h_t=80$ cm

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \\ v_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \dots\dots\dots(2) \Rightarrow v_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \\ q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Avec : N_u : effort normal résultant de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$N_u = 36263.02 \text{ KN} \Rightarrow v_u = 396.99 \text{ KN}.$$

$$d \geq \frac{v_u \times 1.5}{b \times 0.07 \times f_{c28}} \Rightarrow d \geq 0.34 \text{ m}.$$

$$\text{On a : } d = 0.9h_r \geq 0.34 \Rightarrow \text{donc : } h_r = 0.4 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$\text{Le poids propre du radier : } P_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 228.66 = 2286.6 \text{ KN}.$$

$$\text{Le poids propre des terres : } P_{\text{terre}} = 18 \times 2.7 \times 228.66 = 11112.88 \text{ KN}.$$

$$N = 26435.75 \text{ KN. (retirer à partir de ETABS2016)}.$$

$$\text{Donc : } N_{\text{total}} = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{terre}} = 39835.23 \text{ KN}.$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{39835.23}{175} = 227.63 \text{ m}^2.$$

$$\text{On peut prendre : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 228.36 \text{ m}^2$$

Les dimensions du radier sont :

$$\text{Hauteur de la nervure : } h_t = 80 \text{ cm} ;$$

$$\text{Hauteur de la table du radier : } h_r = 40 \text{ cm} ;$$

$$\text{La surface du radier : } S_{\text{rad}} = 228.36 \text{ m}^2 ;$$

$$\text{Enrobage : } d' = 5 \text{ cm}.$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

1) Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} ; \text{ Avec : } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G; Y_G).$$

Les caractéristiques géométriques sont :

$$\begin{cases} I_{xx} = 2259.59 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 6709.79 \text{ m}^4 \end{cases}, \text{ et } \begin{cases} X_G = 9.8 \text{ m} \\ Y_G = 5.05 \text{ m} \end{cases}$$

Sens X-X

$$N_{\text{ser}} = 26435.75 \text{ KN} ; M_x = 22034.23 \text{ KN.m} ;$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{26.43575}{228.36} + \frac{22.03423 \times 5.05}{2259.59} = 0.165 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{26.43575}{228.36} - \frac{22.03423 \times 5.05}{2259.59} = 0.066 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.165 + 0.066}{4} = 0.14 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{\text{moy}} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.175 \text{ MPa} \Rightarrow$ la contrainte est vérifiée suivant le sens x-x.

Sens Y-Y

$$N_{\text{ser}} = 26435.75 \text{ KN} ; M_y = 36074.16 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{26.43575}{228.36} + \frac{36.07416 \times 9.8}{6709.79} = 0.168 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{26.43575}{228.36} - \frac{36.07416 \times 9.8}{6709.79} = 0.063 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.168 + 0.063}{4} = 0.141 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{\text{moy}} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.175 \text{ MPa} \Rightarrow$ la contrainte est vérifiée suivant le sens Y-Y.

2) Vérification du poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A+B)$

Avec : U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de radier.

$$h_t = 80\text{cm.} \begin{cases} A=a+h_t \\ B=b+h_t \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6 \text{ m .}$$

$$N_u = 2583.11 \text{ KN} < 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3360 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ pas de risque de flambement.

3) Vérification de la stabilité de renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99** (Article 10.1.5)

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{22034.23}{22604.02} = 0.97 \text{ m} < \frac{19.6}{4} = 4.9 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié ;}$$

$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{36874.16}{22604.02} = 1.63 \text{ m} < \frac{10.1}{4} = 2.52 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

V.4 Calcul du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. Le calcul sera mené pour une bande de 1 m.

Calcul poids de radier.

V.4.1 Calcul des sollicitations

$$N_U = N + 1.35(N_{\text{radier}} + N_{\text{nervure}}) \Rightarrow N_U = 22604.02 + 1.35(2283.6 + 496) = 26356.48 \text{ KN}$$

$$N_S = N + N_{\text{radier}} + N_{\text{nervure}} \Rightarrow N_U = 22604.02 + 2283.6 + 496 = 25383.62 \text{ KN.}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow q_u = \frac{263456.48}{228.36} \Rightarrow q_u = 115.42 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_s = 111.16 \text{ KN/m}^2 .$$

Les longueurs du panneau la plus sollicité :

$$\begin{cases} L_x = 3.4 \text{ KN} \\ L_y = 4.4 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \rho=0.77 \\ v=0 \end{cases} \text{ D'après l'annexe (II)} \begin{cases} \mu_x=0.0596 \\ \mu_y=0.5440 \end{cases}$$

Evaluation des moments :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 79.52 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 43.26 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 67.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 36.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -39.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.4.2 Calcul de ferrailage du radier

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section de (b×h) : (1×40).

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° V.2 : Résumé des résultats du ferrailage du radier

Localisation	sens	M (KN.m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	67.59	5.39	6HA12=6.76	20
	y-y	36.77	2.85	6HA12=6.76	20
Appuis		39.77	3.09	6HA12=6.76	20

V.4.3 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 3.57 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Effort tranchant

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 144.64 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 66.74 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 144.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{144.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.4} \Rightarrow \tau_u = 0.36 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

V.4.4 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° V.3 : Vérification des contraintes du radier

	sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	X-X	72.20	5.44	15	Vérifiée
	Y-Y	48.44	3.65	15	Vérifiée
En appuis	X-X/ Y-Y	42.47	3.20	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

Il faut vérifier que : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° V.4 : Vérification d'état limite des ouvertures des fissures.

	sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
En travée	X-X	72.20	288.99	201.63	Verifiée
	Y-Y	48.44	193.89	201.63	Verifiée
En appuis	X-X/ Y-Y	42.47	169.99	201.63	Verifiée

On remarque que l'état limite des ouvertures des fissures n'est pas vérifiée selon sens x-x (en travée) ⇒ donc on recalcule la section de ferrailage à l'ELS.

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

Tableau N° V.5 : Section d'armature a l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{st}	A _{adopté} (cm ² /ml)
x-x	M _t	72.20	2.92	0.99	15.26	6HA20

Tableau N° V.6 : Re-vérification des contraintes du radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x-x	M_t	72.20	4.2	122.94	15	201.63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

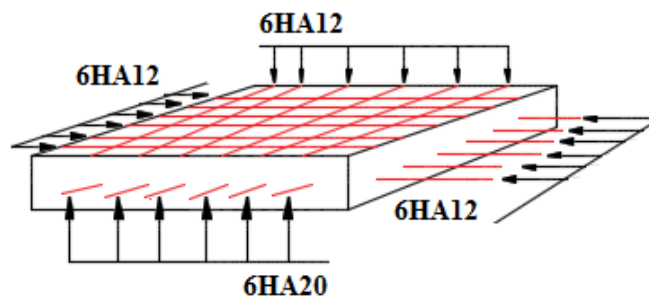


Figure N° V.4: Ferrailage du radier

V.5 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres, servant d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

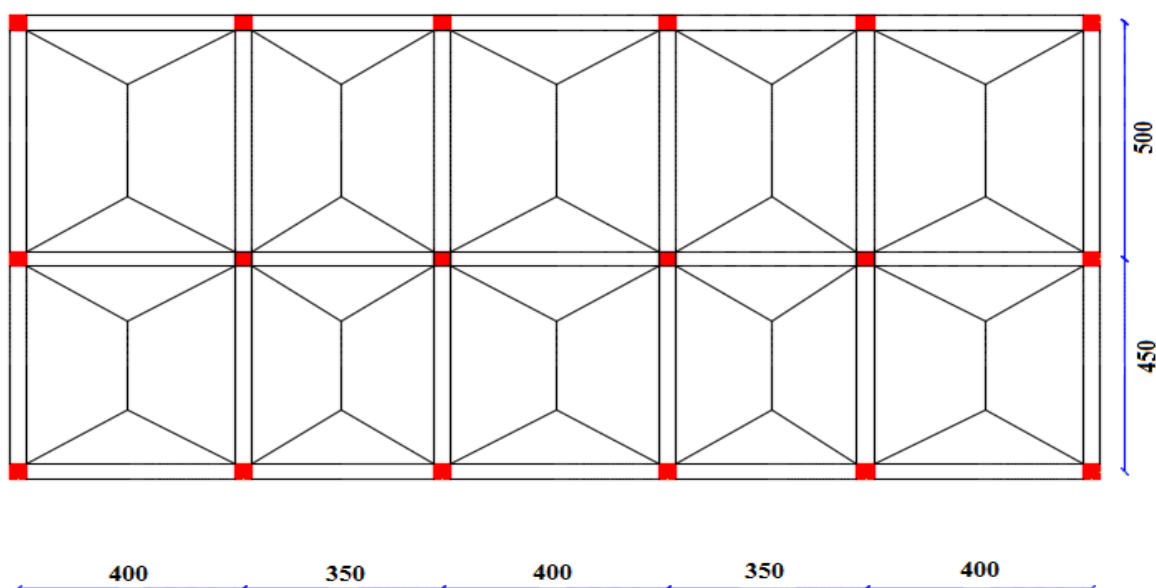


Figure N° V.5: lignes de ruptures des nervures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle ;

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Charge triangulaire

$$\begin{cases} P_m = \frac{2ql_x}{3} \\ P_v = \frac{1ql_x}{2} \end{cases}$$

Avec: $q_u = 115.42 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 111.16 \text{ KN/m}^2$.

V.5.1 Calcul les charge revenant au radier

Pour chaque sens on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

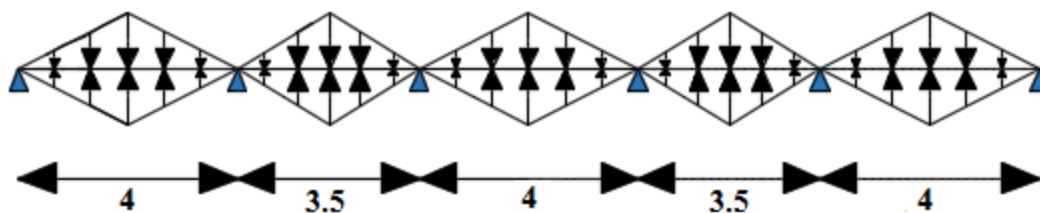


Figure N°V.6 : la distribution des charges selon sens X-X

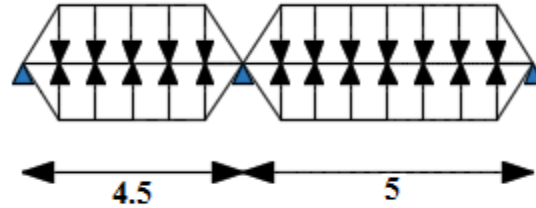


Figure N°V.7 : la distribution des charges selon sens Y-Y

Tableau N° V.7 : les différents chargements à l'ELU selon les deux sens.

Sens x-x				Sens y-y			
travée	L _x (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	travée	L _y (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)
[AB]	4	615.57	461.68	[AB]	4.5	675.43	959.91
[BC]	3.5	269.31	403.97	[BC]	5	715.75	658.28
[CD]	4	615.57	461.68	/	/	/	/
[DE]	3.5	269.31	403.97	/	/	/	/
[EF]	4	615.57	461.68	/	/	/	/

Tableau N° V.8 : les différents chargements à l'ELS selon les deux sens.

Sens x-x				Sens y-y			
travée	L _x (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	travée	L _y (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)
[AB]	4	592.85	444.64	[AB]	4.5	650.50	608.79
[BC]	3.5	518.75	389.06	[BC]	5	689.33	633.98
[CD]	4	592.85	444.64	/	/	/	/
[DE]	3.5	518.75	389.06	/	/	/	/
[EF]	4	592.85	444.64	/	/	/	/

V.5.2 Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l = \begin{cases} L & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times L & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

$$\text{Moment en travée : } M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.9 : sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

sens	travée	L (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	[AB]	4	0	-783.88	1.68	870.39	727.39	-1119.33
	[BC]	3.5	-783.88	-511.43	2.04	-224.03	784.79	-629.10
	[CD]	4	-511.43	-511.43	2	719.71	923.36	-923.36
	[DE]	3.5	-511.43	-783.88	1.46	-139.28	629.06	-784.79
	[EF]	4	-783.88	0	2.32	1325.04	1119.33	-531.42
Y-Y	[AB]	4.5	0	-1870.18	1.63	902.43	1744.20	-2575.39
	[BC]	5	-1870.18	0	3.02	1399.34	2019.73	-1271.66

Tableau N° V.10 : sollicitations dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

sens	travée	L (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	[AB]	4	0	-853.46	1.68	796.88
	[BC]	3.5	-853.46	-511.43	2.04	-179.05
	[CD]	4	-511.43	-511.43	2	581.51
	[DE]	3.5	-511.43	-853.46	1.46	64.34
	[EF]	4	-853.46	0	2.32	769.88
Y-Y	[AB]	4.5	0	-1801.15	1.63	869.13
	[BC]	5	-1801.15	0	3.02	1347.69

V.5.3 Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

On a : $h=0.8\text{m}$; $h_0=0.4\text{m}$; $b_0=0.55\text{m}$; $d=0.75\text{m}$.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots [\text{CBA.art 4.1.3}].$$

Sens X-X

$$\frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{4}{2}; \frac{5}{10}\right) \Rightarrow b=1.55 \text{ m}$$

Sens Y-Y

$$\frac{b-0.55}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{4}{10}\right) \Rightarrow b=1.35 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° V.11 : Ferrailage des nervures

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix
X-X	Travée	1325.04	46.15	14.03	51.84	8HA25+4HA20
	Appui	783.88	28.21	14.03	31.42	10HA20
Y-Y	Travée	1399.34	49.23	12.22	51.54	8HA25+4HA20
	Appui	1870.18	78.51	12.22	83.84	8HA32+4HA25

Armature de peau

D'après le CBA93 (artA.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction : $A_{\text{peu}} = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3.08 cm².

V.5.4 Vérifications nécessaires

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{1119.33 \times 10^{-3}}{1.55 \times 0.75} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{2575.39 \times 10^{-3}}{1.35 \times 0.75} = 2.54 \text{ MPa} \geq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{on augmente le (b)}$$

Donc : $b = 1.55 \text{m} \Rightarrow \tau_u = 2.21 \text{ MPa} \geq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$.

Les armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(2,28; 5,5; 2) = 20 \text{mm} ; \text{ Soit : } \varphi_t = 10 \text{mm}.$$

L'espacement

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \varphi_1\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 12 \text{cm} ; \text{ Soit } S_t = 10 \text{cm}.$$

On prend $S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{cm}$ en travée.

➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° V.12. Vérifications des contraintes de à L'ELS

Sens		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	travée	796.88	22.81	2718944	6.68	15	229.41	201.63
	appui	853.46	18.53	1831638	8.63	15	394.67	201.63
y-y	travée	1347.69	18,66	2995415	8.39	15	380.18	201.63
	appui	1801.15	15.04	1977924	13.69	15	819.07	201.63

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on recalcule les armatures à l'ELS.

et on obtient les résultat suivants :

Tableau N°V.13. Résumé des résultats (ferraillage des nervures)

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\beta \times 10^{-5}$	α	A_{st}	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
x-x	M_t	796.88	4.53	0..37	53.35	10HA25+2HA20= 55.37
	M_a	853.46	4.85	0.039	57.18	12HA25=58.91
y-y	M_t	1347.69	7.6	0.049	90.59	12HA32=96.51
	M_a	1801.15	10.2	0.057	121.41	12HA32+6HA25=125.96

Après avoir augmenté la section des armatures a l'ELS, les conditions des contraintes de compression sur tous les niveaux (appuis et travées) sont vérifiées.

V.5.5 Schéma de ferraillage

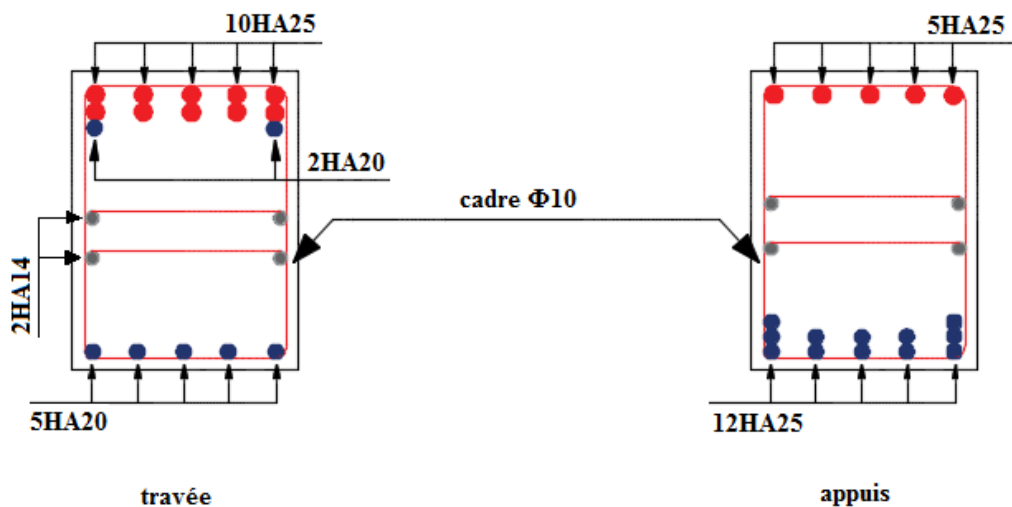


Figure N°V.8: Schéma de ferraillage des nervures sens X-X

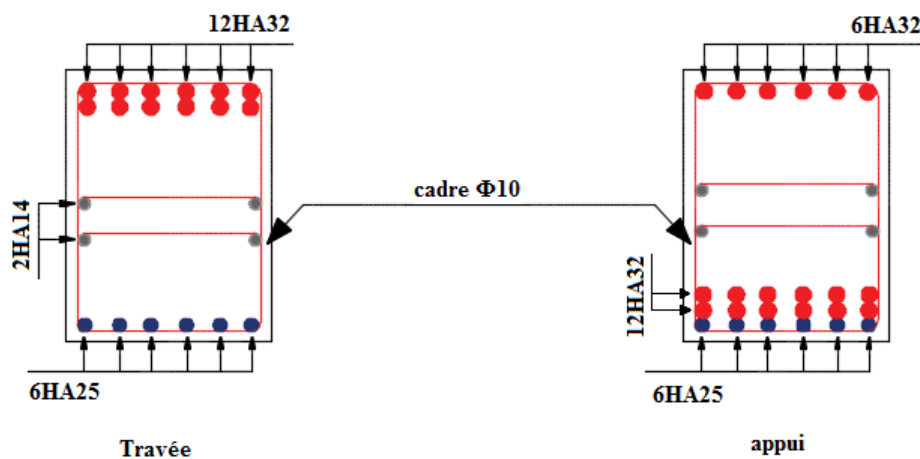


Figure N°V.9 : Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

V.6 Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le RPA99, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.6.1 Dimensionnement du mur

La hauteur $h=4.08$ m ; La longueur $L=4$ m ; L'épaisseur $e=20$ cm.

V.6.2 Caractéristiques du sol

- poids spécifique : $\gamma_h=18$ KN/m³
- La cohésion $c = 0$ bars
- L'angle de frottement $\phi = 22^\circ$

V.6.3 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastées en chaque côté, il est soumis à la poussée des terres, et une charge d'exploitation estimées à 10 KN/m.

Le voile est soumis aux chargements suivants :

La poussée des terres

$$G=(h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{f}{2}\right))-2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{f}{2}\right)$$

$$G=(7.14 \times 21.7 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{22}{2}\right))-2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{22}{2}\right)=33.41 \text{ KN/ml}$$

Surcharge accidentelles

$$q=10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{f}{2}\right)=4.55 \text{ KN/m}^2$$

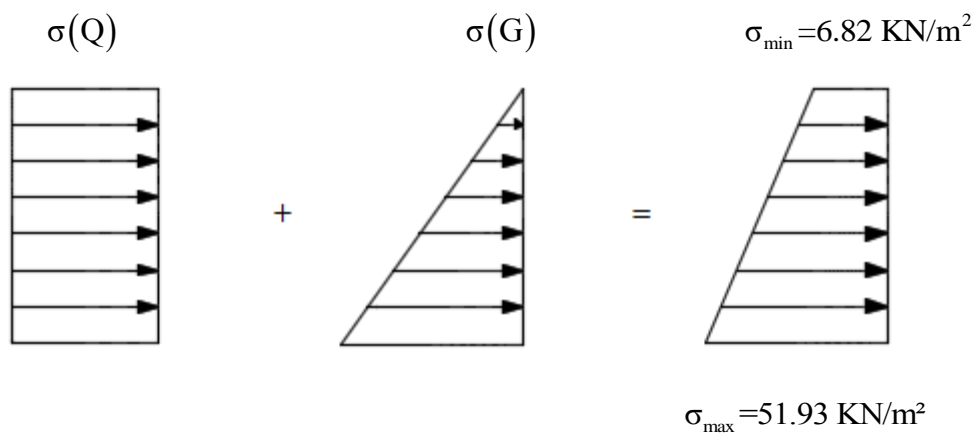
V.6.4 Ferrailage du mur

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée d'une contrainte moyenne tel que :

$$\sigma_{\max}=1.35 \times G+1.5 \times Q=51.93 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{\min}=1.5 \times Q=6.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}}=\frac{3\sigma_{\max}+\sigma_{\min}}{4}=40.65 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u=\sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}=40.65 \text{ KN/m} .$$



Figures N° V.10 : Répartitions des contraintes sur les voiles

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x=4 \text{ m} \\ L_y=4.08 \text{ m} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} b=1 \text{ m} \\ e=20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rho=\frac{I_x}{I_y}=0.98>0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x=0.0384 \\ \mu_y=0.9545 \end{array} \right.$$

$$M_0^x=24.97 \text{ KN.m} ; M_0^y=23.83 \text{ KN.m}$$

Moment réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x = 21.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_0^y = 20.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -12.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.14 : Section des armatures du mur adossé

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	CHOIX
travée	x-x	21.22	3,69	2	4.52	4HA12
	y-y	20.25	4,58	2	5,65	5HA12
Appuis		12.48	2,14	2	6.79	6HA12

V.6.5 Vérifications nécessaires

À l'ELU :

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 1.07 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 42.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \rightarrow 0.23 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

À l'ELS:

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 29.72 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 28.81 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 25.26 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 24.48 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -14.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Verification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.15 : les vérifications à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
travée	x-x	25.26	7.06	337.61	15	201.67
	y-y	24.48	6.28	263.88	15	201.67
appuis		14.90	3.56	134.70	15	201.67

Donc on recalcule les armatures en travée à l'ELS

Tableau N°V.16 : les vérifications à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	β	α	A_{st}	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	x-x	25.26	0.00386	0.442	8.16	6HA14=9.24
	y-y	24.48	0.00344	0.410	7.81	6HA14=9.24

Après avoir augmenté la section des armatures à l'ELS, les conditions des contraintes de compression sur tous les niveaux (appuis et travées) sont vérifiées.

V.6.6 Schéma de ferrailage :

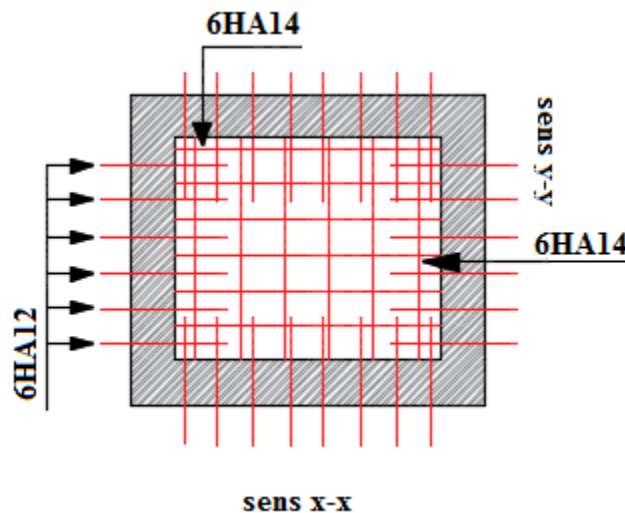


Figure N° V.11 : Schéma de ferrailage du mur

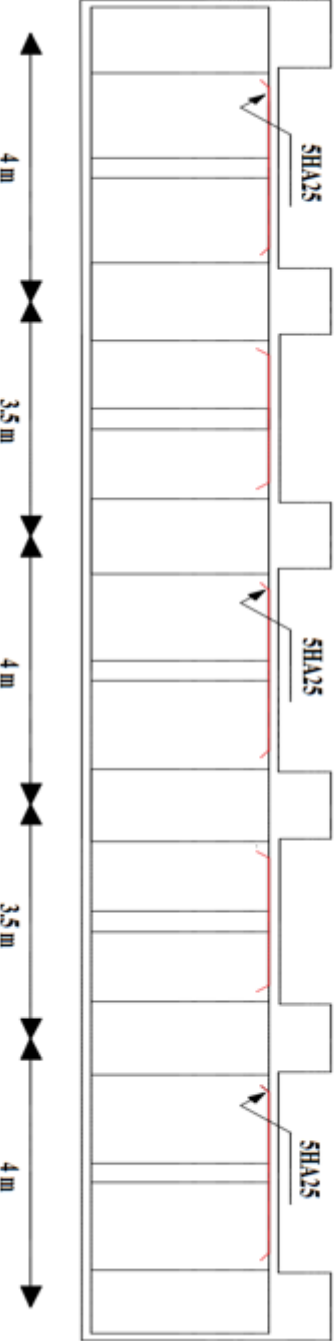


Figure N° V.12 : schéma de ferrailage des nervures radier (sens X-X)

Conclusion générale

Conclusion général

Dans cette étude, on a dimensionné et vérifié les éléments principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- La nécessité des voiles rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour le bâtiment.
- Il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en compte toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

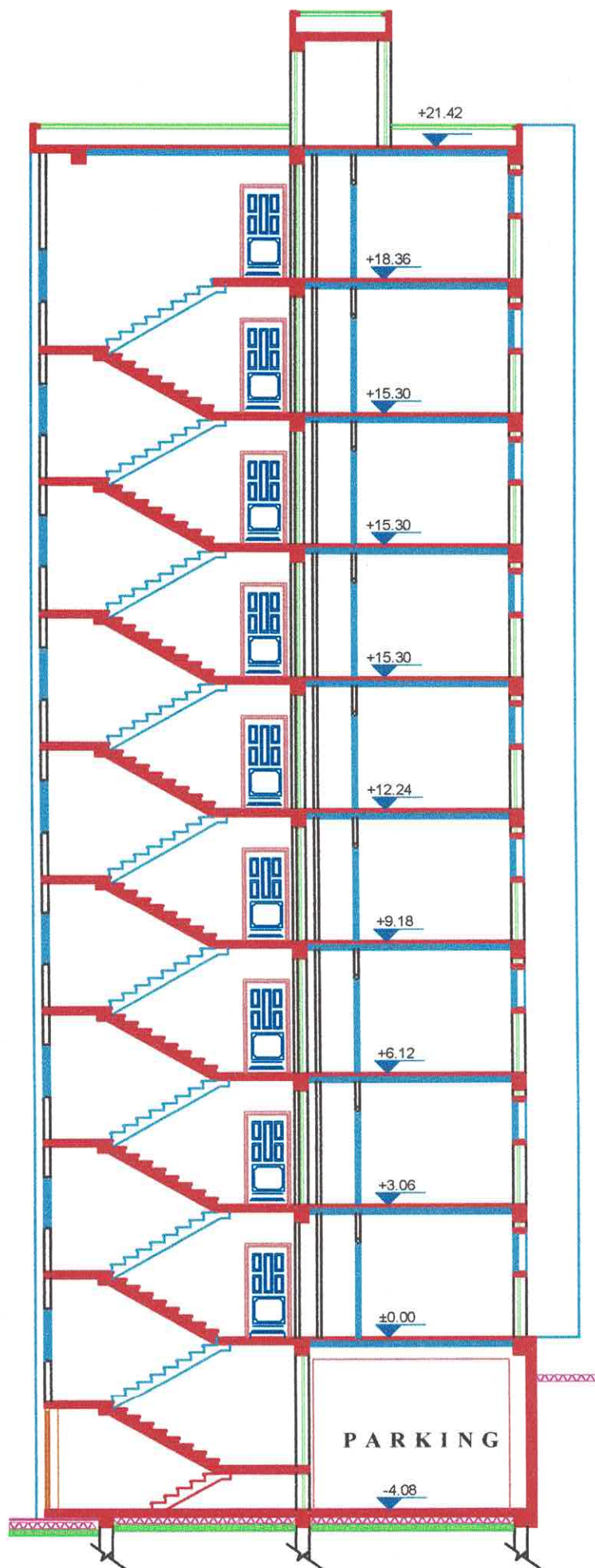
$\alpha = \frac{p}{b}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{p}{b}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

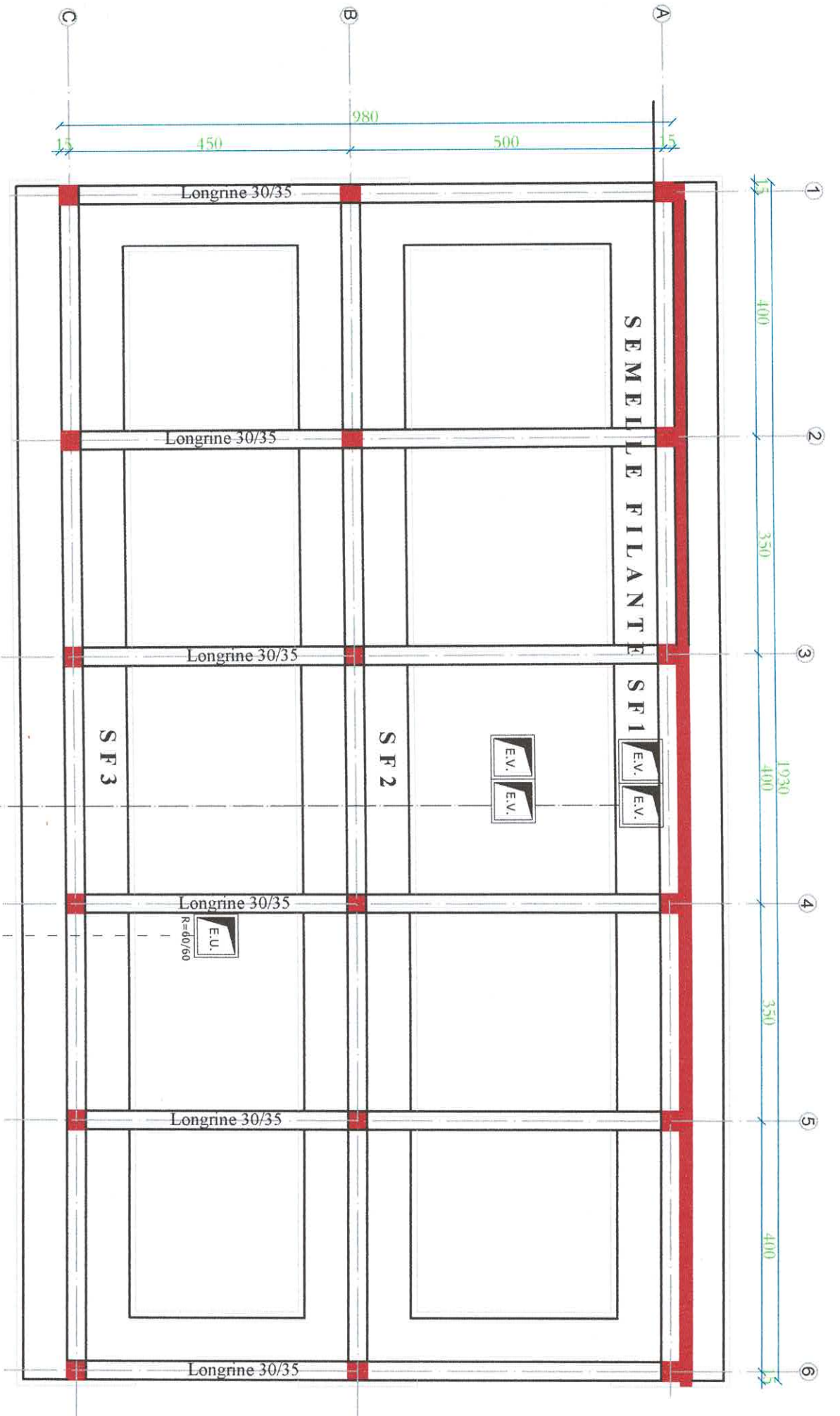
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

Les plans



COUPE C-C bloc B ECH : 1/100

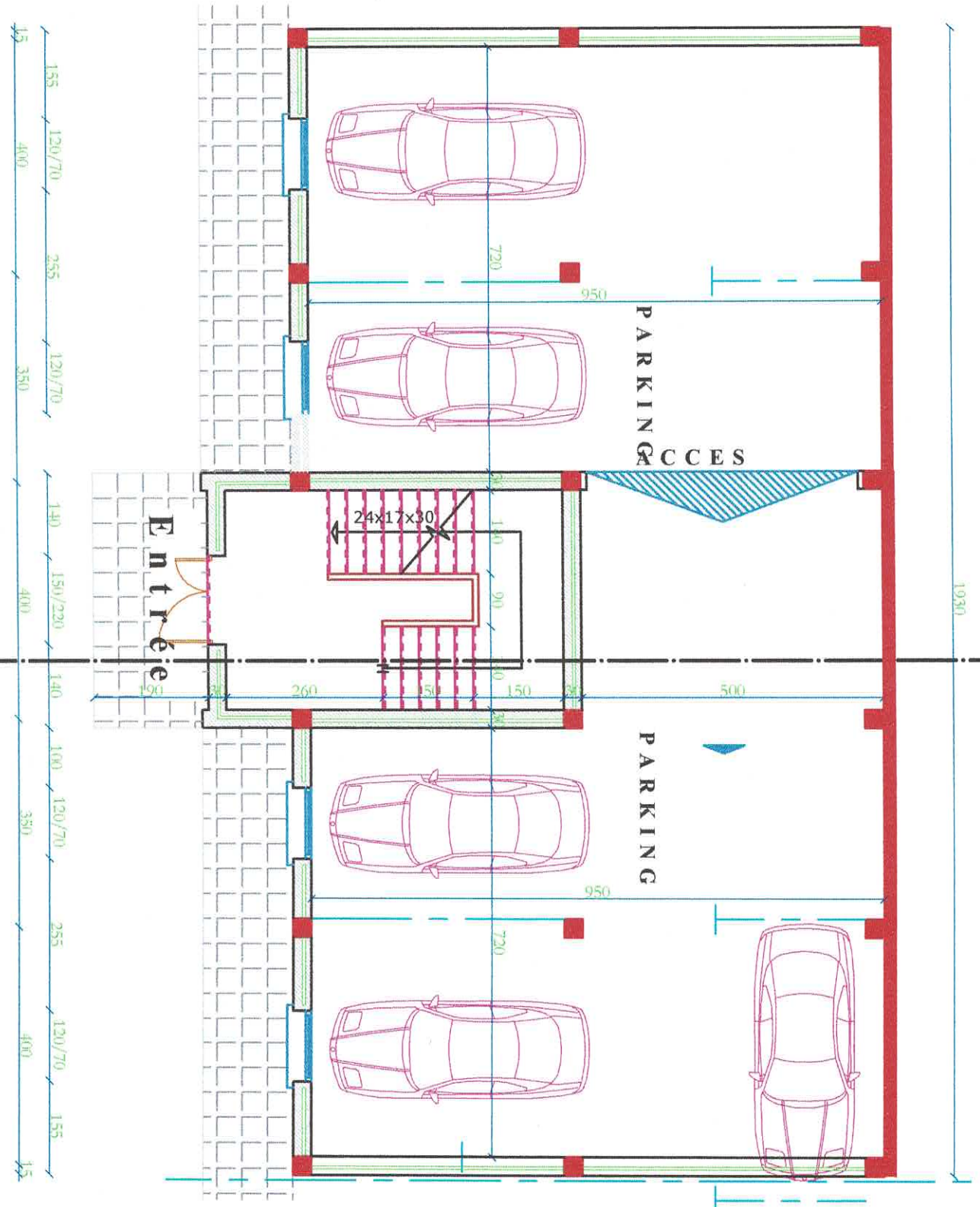




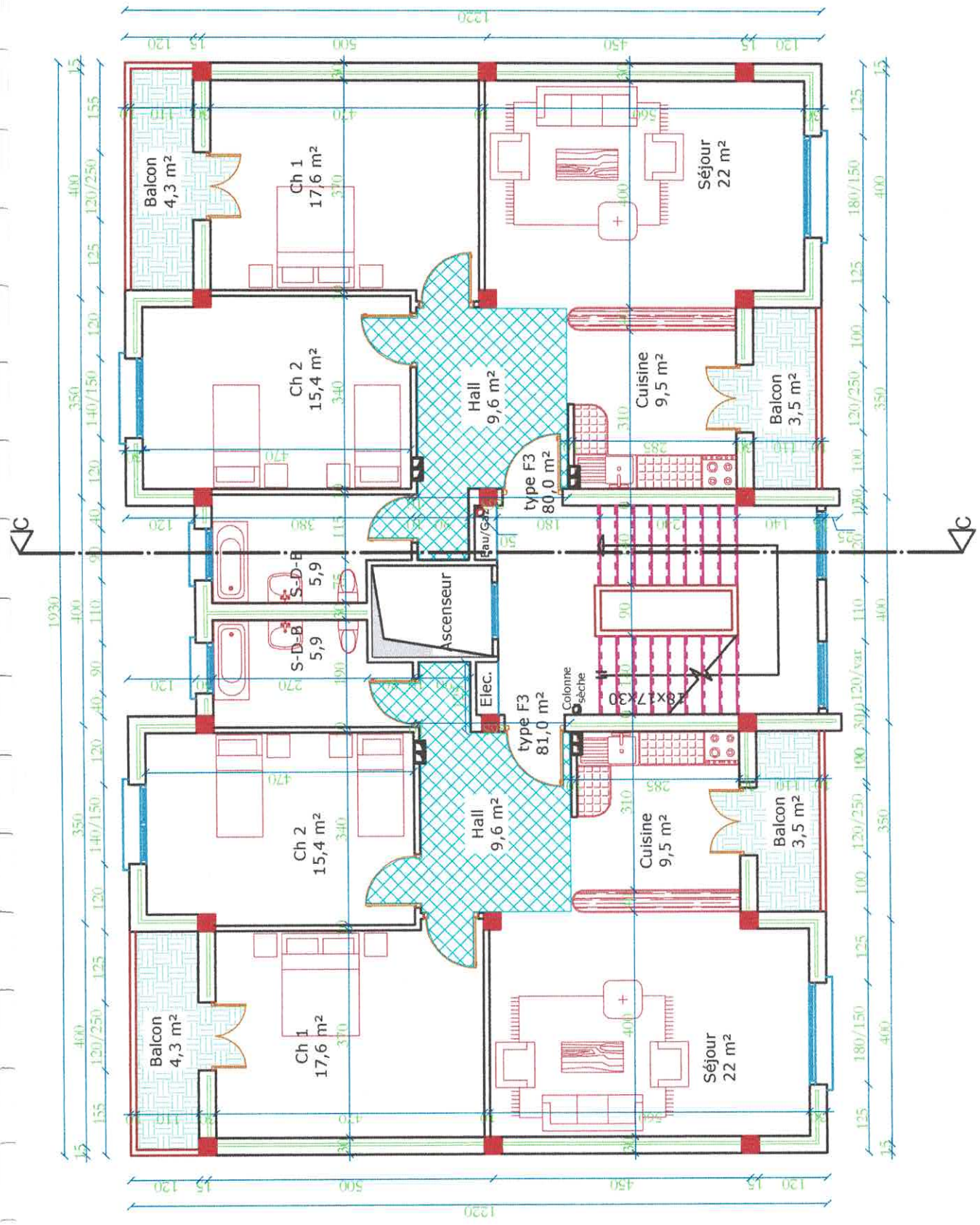
B L O C - B -

PLAN DE FONDATIONS
bloc C ECH : 1/100

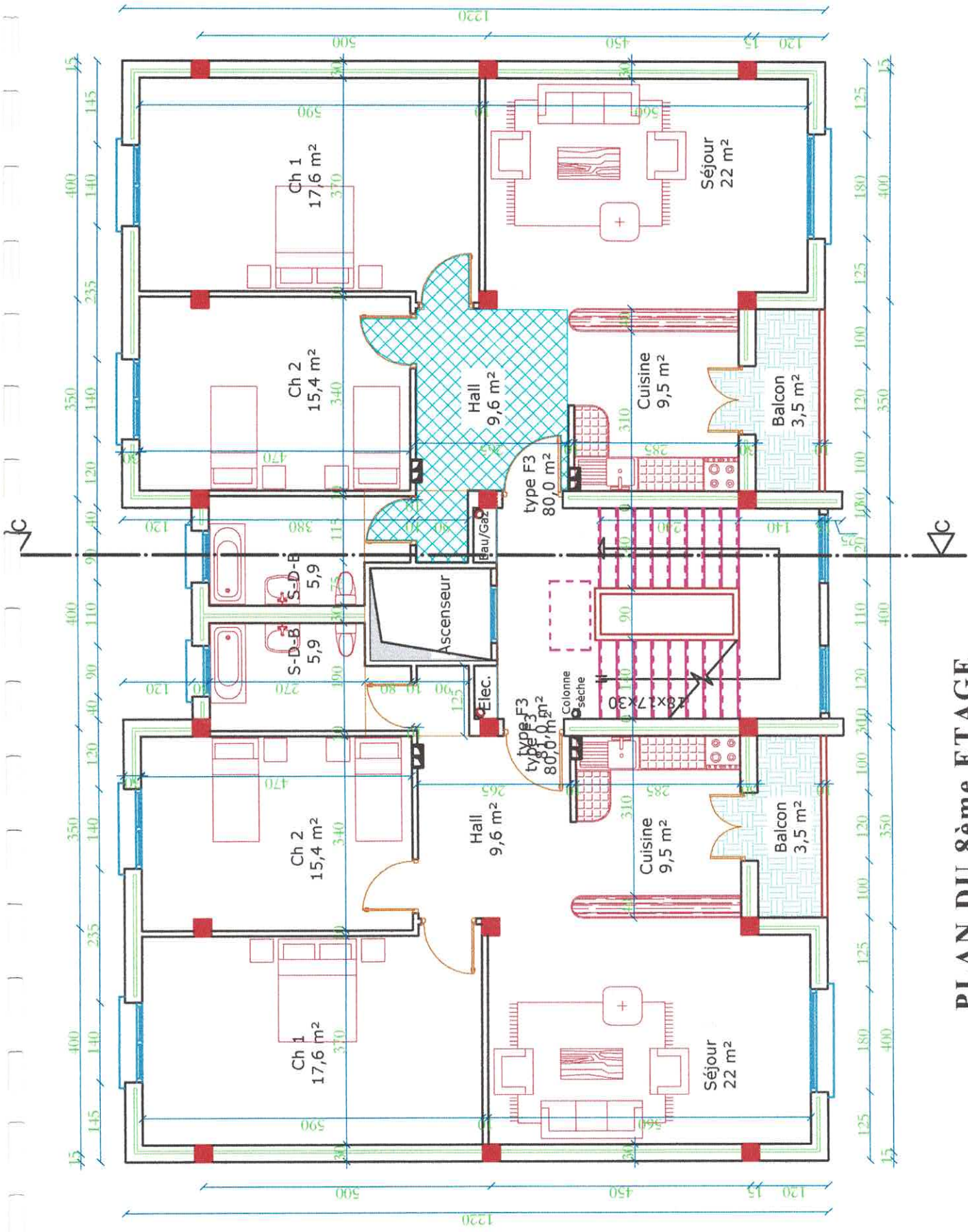
PLAN DE L'ENTREE SOL
bloc C ECH : 1/100



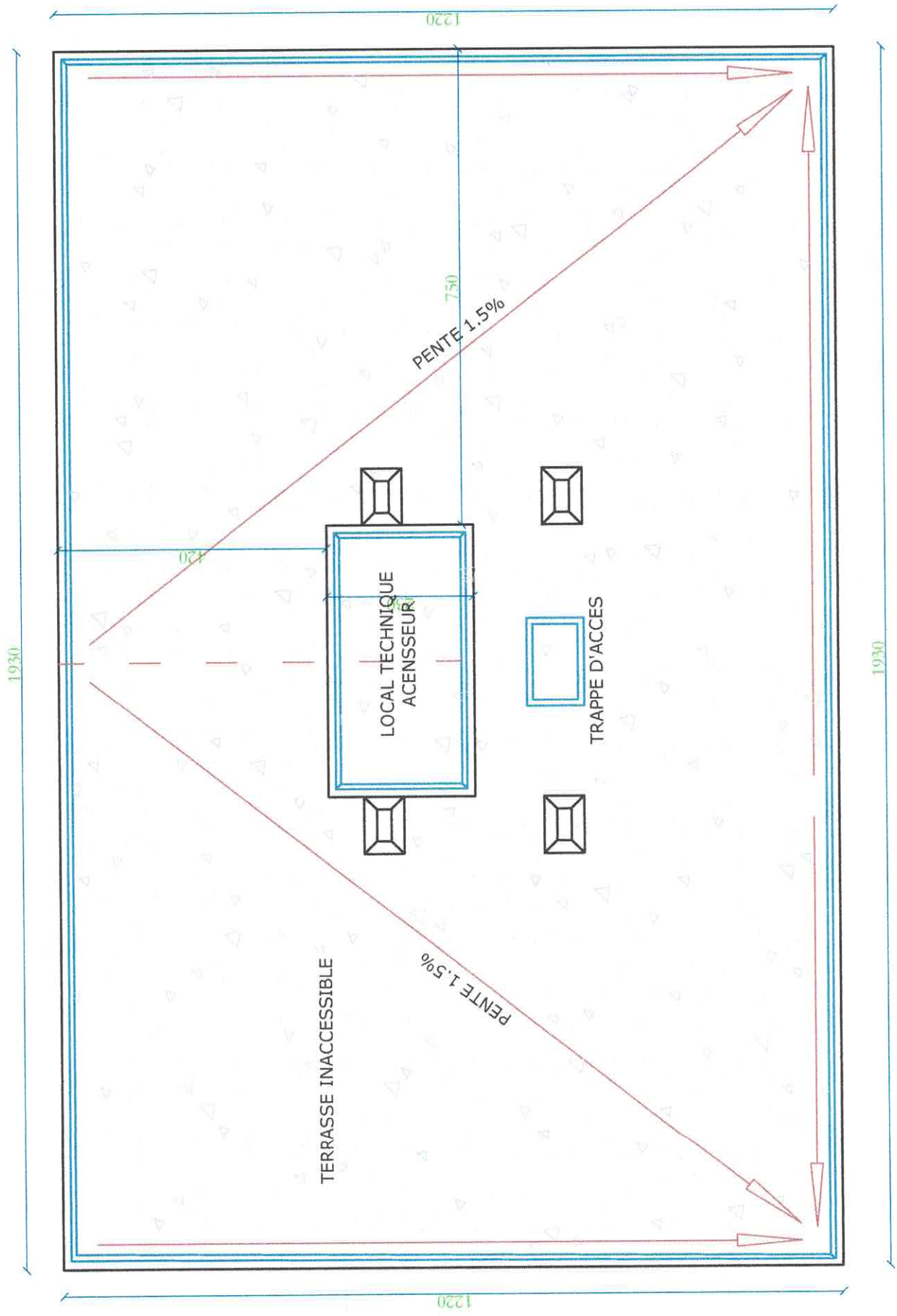
BLOC - B -



PLAN DU RDC -1er - 2-3-4-5-6ème & 7ème ETAGE
bloc C ECH : 1/100



PLAN DU 8ème ETAGE
bloc C ECH : 1/100



PLAN DE TERRASSE
bloc C ECH : 1/100