

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA – Bejaia



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin de Cycle

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

Thème

Etude d'un hôtel en RDC+8 étages+sous-sol à usage
touristique contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)

Réalisé par :

- BOUGAHAM Wissam
- RABOUHI Sihem

Encadré par :

M^r KERNOU Nassim

Invités d'honneur :

M^r HOUARI

M^r HADDADI

Devant le jury composé de :

Président : M^r ATTAL

Examineur: M^r MEZIANI

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

- ✓ *Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*
- ✓ *Nous remercions monsieur houari Fares et sa femme Nadra.*
- ✓ *Nous remercions monsieur Haddadi Djamel et Idoughi Yacine.*
- ✓ *Nous remercions notre encadreur monsieur Kernou Nassim.*

- ✓ *Nous remercions les membres de jurys d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents Noria et Samir, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour votre patience illimitée, encouragement et votre aide, on témoignage de mon profond amour et respect pour votre grand sacrifice pour me voir réussir.

À mon très cher époux Rabah Slimi, ton amour ne m'a procurer que confiance et stabilité, tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager durant mes dernières années d'études, quoi que je fasse ou je dise, je ne serai jamais à te remercier comme il se doit.

À la lumière de mes jours, la flamme de mon cœur, ma vie, mon bonheur, et ma force, toi mon petit bébé Wassim que j'aime.

À mon unique sœur Melissa, pour le grand amour et soutien qu'elle me porte, qui ma supporter et encourager.

À la mémoire de ma très chère tante Louiza Dehas, nul ne peut prendre ta place dans mon cœur ton absence me fait souffrir de jour en jour, dieu t'accueille dans son vaste paradis, repose en paix.

À mon oncle Farid, sa femme Hayatte et ses fils Djelloul et Nahla.

À mon cousin Yamine, sa femme Aida et ses enfants Ayoub et Djinan.

À mes beaux-parents Fatsah et Nadia et mes belles sœurs.

À ma chère copine et binôme Wissam Bougaham et toutes sa familles.

À toutes ma famille et mes proches de près et de loin.

Rabouhi Sihem.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents Warda et Amar, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour votre patience illimitée, encouragement et votre aide, on témoignage de mon profond amour et respect pour votre grand sacrifice pour me voir réussir.

A mon très cher fiancé Djaafar Baali, ton amour ne m'a procuré que confiance et stabilité, tu as partagé avec moi les meilleurs et les difficiles moments de ma vie, tu étais toujours à mes côtés, Je te remercie de ne m'avoir jamais déçu. Aucun mot ne pourrait exprimer ma gratitude, mon amour et mon respect.

A mon unique sœur Souad pour le grand amour et soutien qu'elle me porte merci d'être dans ma vie et a son mari et ses enfants.

A vous mes chers frères Louanes (ses enfants) et Hicham Qui m'avez toujours soutenue et encourager durant ces années d'études.

A les femmes de mes frères Soria et Yasmin.

A la mémoire de mon grand-père Ahmed dieu t'accueille dans son vaste paradis.

A mon oncle Mohand et sa femme Karima.

A mes beaux-parents et mes belles sœurs et beau-frère.

A ma chère copine et binôme Sihem Rabouhi et toutes sa familles.

A toutes ma famille et mes proches de près ou de loin.

Bougaham Wissam.

Table des matières

Présentation du bâtiment	1
--------------------------------	---

Chapitre I présentation du bâtiment

Introduction	2
1. Présentation de l'ouvrage	2
2. Les caractéristiques de la structure.....	3
2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
3. Les états limites : (BAEL91)	3
4. caractéristiques des matériaux utilisés	4

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments secondaire

Introduction	5
1. Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	5
Les planchers	5
1.1.1 Plancher à corps creux	5
1.1.2 Plancher à dalles pleine	7
1.2 Les escaliers	8
1.3 Acrotère	10
2. Pré-dimensionnement des éléments principaux	11
2.1 Les poutres	11
2.1.1 Poutre principal [pp]	11
2.2.1 Poutres secondaires [PS]	11
2.1.3 Poutre de chainage [P CH]	12
2.2 Les voiles	12
2.3 Evaluation des charges et des surcharges.....	12
2.4 Les poteaux	17
3. Vérification des poteaux	21
3.1 Vérification selon critère de résistance : (compression simple)	21
3.2 Vérifie le Critère de la stabilité de forme	22

Chapitre III Etude des éléments secondaires

Introduction	25
1. Etude des planchers	25
1.1 Plancher à corps creux	25
1.1.1 Types et schémas statiques des poutrelles	25
1.1.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles	26
1.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles	26
1.1.4 Ferrailage des poutrelles	29
1.2 Calcul des dalles pleines	35
1.2.2 Calcul d'une dalle pleine sur quatre appuis	35
2. Étude de l'acrotère	38
2.1 Hypothèse de calcul	38
2.2 Calcul du centre de gravité de la section	39
2.3 Calcul des sollicitations	39
2.4 Ferrailage	40
3. Etude des escaliers	43
3.1 Etude des volets (1) et (3)	43
3.1.1 Ferrailage de l'escalier	44
3.2 Etude de la volée (2)	45
3.3 Calcul de la poutre brisé	48
4. La poutre de chaînage	51
5. Étude de l'ascenseur	53

Chapitre IV Etude dynamique

Introduction	57
1. Modélisation	57
2. Méthode de calcul	57
2.1 Méthode statique équivalente	57
2.2 Méthode dynamique modale spectrale	58
3. Spectre de réponse de calcul	58
4. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique.....	58

5. Disposition des voiles de contreventement	62
6. Les résultats de la modélisation	63
7. Vérification de résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	66
7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (RPA/99art 4.3.6)	66
7.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques	67
7.3 Vérification de l'effort normal réduit	68
7.4 Vérification des déplacements	69
7.5 Vérification des effets du second ordre (P- Δ)	70
Conclusion	71

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Introduction	72
1. Etude des poteaux	72
1.1 Ferrailage des poteaux	72
1.1.1 Les armatures longitudinales	72
1.1.2 Les armatures transversales	75
1.2 Vérifications relatives aux poteaux	76
1.2.1 Vérification des armatures transversales	76
1.2.2 Vérification au flambement	77
1.2.3 Vérification des contraintes	77
1.2.4 Vérification au cisaillement	79
1.3 Schéma de ferrailage	79
2. Etude des poutres	80
2.1 Les recommandations du RPA99	80
2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres	82
3.2.1 Longueurs de recouvrement	83
3.2.2 Armature transversale	83
2.3 Vérifications nécessaires	84:
2.3.1 Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales	84
2.3.2 Vérification des contraintes tangentielles	84
2.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	84

2.3.4 Vérification [BAEL99]	85
2.4 Vérification des zones nodales	86
2.5 Détermination du moment résistant dans les poteaux	87
2.6 Détermination du moment résistant dans les poutres	88
2.7 Schéma de Ferrailage	89
3. Etude des voiles	89
3.1 Les recommandations du RPA99	90
3.2 Calcul du ferrailage	91
3.3 Schéma de ferrailage	94

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Introduction	97
1. Etude des fondations	98
1.1 Choix du type de fondations	98
1.2 Étude des semelles filantes.....	99
1.2.1 Etude des semelles filantes sous les poteaux	99
1.2.2 Etude des semelles filantes sous le mur	106
2. Etude des longrines	106
3. Etude du voile de soutènement	109
Conclusion générale	114

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Tableau. II. 1: Evaluation de charge dans la terrasse accessible	12
Tableau. II. 2: Evaluation de charge dans le plancher	13
Tableau. II. 3: Evaluation de charge dans le plancher courant	14
Tableau. II. 4: Evaluation de charge dans le plancher étage courant	14
Tableau. II. 5: Evaluation de charge des murs en double cloison	15
Tableau. II. 6: Evaluation de charge des murs en simple cloison	15
Tableau. II. 7: Evaluation de charge sur les volées 1 et 3	16
Tableau. II. 8: Evaluation de charge sur la volé 2	16
Tableau. II. 9: Evaluation des charges du palier	17
Tableau. II.10: Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	17
Tableau. II.11:Evaluation de la charge de poteau (E13)	19
Tableau. II.12: Résultats de la vérification de critère de résistance	22
Tableau. II.13:Vérification des poteaux au flambement	24
Tableau. III. 1 : les différents types des poutrelles	25
Tableau. III. 2 : LES charges revenantes aux poutrelles	26
Tableau. III. 3 : Choix des méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles	27
Tableau. III. 4 : Calcul des moments d'appuis de rives et d'intermédiaires	28
Tableau. III. 5 : Calcul des moments en travée et l'effort tranchant	28
Tableau. III. 6 : Sollicitations maximales des différentes poutrelles	28
Tableau. III. 7 : Les sollicitations de la poutrelle type4	29
Tableau. III. 8 : Les caractéristiques de fe400	30
Tableau. III. 9 : Vérification des contraintes à l'ELS	33
Tableau. III. 10 : Les conditions de vérification de la flèche	33
Tableau. III. 11 : la vérification de la flèche	33
Tableau. III. 12 : Les données des dalles pleines (Annexe 1)	35
Tableau. III. 13 : Les sollicitations.....	35
Tableau. III. 14 : Résumé des moments M0	35
Tableau. III. 15 : Résumé des moments en travée et en appui	36

Tableau. III. 16 : Résultat du ferrailage	37
Tableau. III. 17 : Vérification des contraintes à l'ELS	37
Tableau. III. 18 : La vérification de la flèche	38
Tableau. III. 19 : Combinaisons d'action de l'acrotère	40
Tableau. III. 20 : Sollicitations et ferrailage de l'acrotère	41
Tableau. III. 21 : Vérification au cisaillement	41
Tableau. III. 22 : Position de l'axe neutre et du centre de poussée.....	42
Tableau. III. 23 : Vérification des contraintes à l'ELS	42
Tableau. III. 24 : Evaluation des charges et surcharges	43
Tableau. III. 25 : Les réactions d'appuis.....	43
Tableau. III. 26 : Calcul des moments corrigés en travée et l'effort tranchant.....	44
Tableau. III. 27 : Les résultats du ferrailage de l'escalier.....	44
Tableau. III. 28 : Le résultat des armatures de répartitions.....	44
Tableau. III. 29 : Vérification des contraintes à l'ELS	45
Tableau. III. 30 : Les réactions d'appuis.....	46
Tableau. III. 31 : Résumé des résultats des moments et d'efforts tranchant	46
Tableau. III. 32 : Les résultats de calcul des armatures longitudinales.....	46
Tableau. III. 33 : Vérification des contraintes.....	47
Tableau. III. 34 : Calcul des sollicitations.....	48
Tableau. III. 35 : Le résultat de calcul des armatures longitudinales.....	48
Tableau. III. 36 : Vérification des contraintes.....	49
Tableau. III. 37 : Calcul des sollicitations.....	51
Tableau. III. 38 : Le résultat de calcul des armatures longitudinales.....	52
Tableau. III. 39 : Vérification des contraintes de béton	52
Tableau. III. 39 : Donnée de la dalle pleine (Annexe II)	54
Tableau. III. 41 : Le ferrailage des armatures longitudinales	54
Tableau. III. 52 : Vérification des contraintes de béton	55
Tableau. IV. 1 : Valeurs des pénalités.....	59
Tableau. IV. 2 : Période et taux de participation massique de la structure	64
Tableau. IV. 3 : Vérification de l'effort sismique à la base.....	66

Tableau. IV. 4 : Vérification de la résultante des forces sismiques a la base après l'amplification des paramètres de repense	66
Tableau. IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charge verticale	67
Tableau. IV. 6 : Vérification de l'interaction sous charge horizontale	68
Tableau. IV. 7 : Vérification de l'effort normal réduit	68
Tableau. IV. 8 : Vérification des déplacements dans le sens X	69
Tableau. IV. 9 : Vérification des déplacements dans le sens Y	69
Tableau. IV. 10 : Résultats de vérification de l'effet (P- Δ) selon les deux sens X et Y	71
Tableau. IV. 11 : Les dimensions optées	71
Tableau. V. 1 : Sollicitations sous les différentes combinaisons des poteaux	72
Tableau. V. 2 : Les dimensions de la zone nodale	73
Tableau. V. 3 : Les armatures longitudinales max et min dans les poteaux selon RPA99	74
Tableau. V. 4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	75
Tableau. V. 5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	76
Tableau. V. 6 : La vérification des armatures transversales	76
Tableau. V. 7 : La vérification au flambement des poteaux	77
Tableau. V. 8 : La vérification des contraint de béton au niveau des poteaux	78
Tableau. V. 9 : La vérification de l'état limite de fissuration des aciers des poteaux	78
Tableau. V. 10 : La vérification au cisaillement des poteaux	79
Tableau. V. 11 : Ferrailage des poutres principales et poutres secondaires	82
Tableau. V. 12 : Vérification des sections d'armatures transversales	83
Tableau. V. 13 : vérification de pourcentage max d'armatures longitudinales	84
Tableau. V. 14 : vérification des contraintes tangentielles	84
Tableau. V. 15 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	85
Tableau. V. 16 : Vérification de la contrainte limite de béton	86
Tableau. V. 17 : Moment résistant dans les poteaux	87
Tableau. V. 18 : Moment résistant dans les poutres	88
Tableau. V. 19 : Vérification de la zone nodale	88
Tableau. V. 20 : Sollicitation maximales dans le voile Vy2.	91
Tableau. V. 21 : Ferrailage du voile Vy2 du RDC	95
Tableau. V. 22 : Ferrailage du voile Vx2	96

Tableau. VI. 1 : Moment en appuis	104
Tableau. VI. 2 : Sollicitation agissant sur la poutre de rigidité	104
Tableau. VI. 3 : le ferrailage de la poutre de rigidité	105
Tableau. VI. 4 : Ferrailage longitudinale des longrines	108
Tableau. VI. 5 : Calcul des moments isostatiques.....	110
Tableau. VI. 6 : Section d'armature du voile périphérique	110
Tableau. VI. 7 : calcul des moments isostatiques et corrigées	111
Tableau. VI. 8 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique	112

Liste des figures

Figure. I. 1 : vue en 3D du bâtiment avec logiciel etabs	2
Figure. II. 2 : Schéma à corps creux.....	5
Figure. II. 3 : Schéma de la disposition des poutrelles (R+8)	6
Figure. II. 4 : Coupe transversale d'une poutrelle	6
Figure. II. 5 : Dalle pleine sur quatre appuis	7
Figure. II. 6 : Dalle pleine sur deux appuis	8
Figure. II. 7 : Détail d'un escalier	
Figure. II. 8 : Le plan de l'escalier	8
Figure. II. 9 : Schéma statique des volées 1 et 3	9
Figure. II. 10 : Schéma statique de la volée 2	9
Figure. II. 11 : Dimension de l'acrotère.....	10
Figure. II. 12 : Schéma d'un voile	12
Figure. II. 13 : Schéma statique de la Descente de charge.....	18
Figure. III. 1: Schéma statique de la poutrelle type (4) à étudier	27
Figure. III. 2 : Le ferrailage des poutrelles sur l'appui de rive	34
Figure. III. 3 : Le ferrailage des poutrelles en travée et en appuis intermédiaire.....	34
Figure. III. 4 : Le ferrailage de la dalle de compression	35
Figure. III. 5 : Recommandation par l'encrage des barres dans les trémies	36
Figure. III. 6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	38
Figure. III. 7 : Dimensionnement de l'acrotère.....	38
Figure. III. 8 : schéma statique de l'acrotère	40

Figure. III. 9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	42
Figure. III. 10 : Schéma statique des volets (1) et (3)	43
Figure. III. 11 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU	43
Figure. III. 12 : Schéma statique de la volée (2)	45
Figure. III. 13 : Schéma de ferrailage de la volée (2)	47
Figure. III. 14 : Schéma de ferrailage des volets (1) et (3)	47
Figure. III. 15 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	51
Figure. III. 16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en travée et en appui.....	53
Figure. III. 17 : La cage d'ascenseur.....	53
Figure. III. 18 : La dalle pleine du Locle des machines	54
Figure. III. 19 : Schéma représentant la surface d'impact	56
Figure. III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du locale des machines	56
Figure. IV. 1: spectre de repense sens (xx) et (yy)	58
Figure. IV. 2:Disposition des voiles de contreventement	62
Figure. IV. 3 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 2018	63
Figure. IV. 4 : (mode 1) translation autour de l'axe (yy)	64
Figure. IV. 5 : (mode 2) translation autour de l'axe (xx)	65
Figure. IV. 6 : (mode 3) rotation autour de l'axe (zz)	65
Figure. IV. 7 : Amplification des paramètres de repense pour les deux sens X et Y.....	66
Figure. IV. 8 : Diagrammes des efforts tranchants des deux sens (X. Y)	67
Figure. IV. 9 : Diagramme des dépècements entre étage sur la hauteur d'étage du sens y	70
Figure. V. 1 : Les dimensions de la zone nodale.....	73
Figure. V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	79
Figure. V. 3 : Moment résistant au niveau de la zone nodale	87

Figure. V. 4 : Schéma de ferrailage des poutres principales	89
Figure. V. 5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	89
Figure. V. 6 : Disposition des armatures verticale	90
Figure. V. 7 : section transversale d'un voile soumis aux contraintes de compression et de traction.....	93
Figure. V. 8 : Schéma de ferrailage du voile V_{y2} du RDC.....	94
Figure. VI. 1 : Schéma d'une semelle filante.....	98
Figure. VI. 2 : Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous poteau.....	101
Figure. VI. 3 : Schéma d'une semelle filante	102
Figure. VI. 4 : Schéma statique d'une poutre a deux travées	103
Figure. VI. 5 : Schéma statique d'une poutre de rigidité.....	104
Figure. VI. 6 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	105
Figure. VI. 7 : Schéma de ferrailage des longrines	108
Figure. VI. 8 : Poussée des terres sur les voiles périphériques	109
Figure. VI. 9 : Schéma de ferrailage de la face tendue et comprimée du voile périphérique	112
Figure. VI. 10 : Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	112

Symboles et notations.

Symboles	Notations
A, A_{ser}	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement
A_t	Section d'un cours d'armature transversal
A	Coefficient d'accélération de zone.
$A.N$	Axe neutre
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
B, b	La largeur (m)
C_T	Coefficient de 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
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module d'élasticité instantanée
E_s	Module d'élasticité de l'acier
e	Épaisseur, excentricité
F	Force ou action générale
F_{c28}	Résistance caractéristique à la compression donnée en (mpa)
F_{ji}	La flèche correspondant à j
F_{gi}	La flèche correspondant à g
F_{qi}	La flèche correspondant à q
F_{gv}	La flèche correspondant à v
Δf	La flèche totale
Δf_{adm}	La flèche admissible
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_e	Limite d'élasticité
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (mpa)
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (mpa)
G	Action permanente
H	La hauteur d'ancrage d'une fondation (m)
h_t	Hauteur totale du plancher
h_0	Epaisseur de la dalle de compression
h_e	Hauteur libre d'étage
I	Moment d'inertie (m ⁴)
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q
I_{gv}	Moment d'inertie correspondant à v
Q	Charge variable
Q	Facteur de qualité
q_u	Charge ultime
q_s	Charge de service
q	Chargement (kn/ml)
M	Moment en général
M_a	Moment sur appui
M_U	Moment de calcul ultime
M_S	Moment de calcul de service

Symboles et notations.

M_t	Moment en travée
M_0	Moment isostatique
M_i	Moment à l'appui
M_g et M_d	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes
M_j	Moment correspondant à j
M_g	Moment correspondant à g
M_q	Moment correspondant à q
N_s	Effort normal de service
N_u	Effort normal ultime
N	Effort normale du aux charges verticales
R	Coefficient de comportement global
S	Section, surface
S_t	Espacement des armatures
V	Effort tranchant
T_2	Période caractéristique, associé à la catégorie du site
W	Poids propre de la structure
W_{Qi}	Charges d'exploitation
X, Y et Z	Coordonnées en général
b_0	Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
d	Hauteur utile
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier
σ_j	Contrainte correspondant à j
σ_g	Contrainte correspondant à g
σ_q	Contrainte correspondant à q
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)
ϑ	Coefficient de poison
γ_s	Coefficient de sécurité
γ_b	Coefficient de sécurité
φ	Angle de frottement interne du sol (degrés)
$\bar{\tau}$	Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (mpa)
τ_u	Contrainte de cisaillement
η	Facteur d'amortissement
β	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge
μ_L	Moment réduit limite
μ_u	Moment ultime réduit

Introduction générale

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

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics, le bâtiment, et la géotechnique.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+8+1 sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portique). L'étude a été structurée en six chapitres principaux.

- ✓ Le premier chapitre consiste la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments secondaires de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre contient le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation par le logiciel ETABS V18 et l'étude dynamique de la structure.
- ✓ Le calcul du ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ Le sixième est le dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure, dont l'étude se situe à la base de la bâtisse.

Introduction

Pour réaliser une structure économique et sécurisée, l'ingénieur en génie civil doit se baser sur des connaissances qui sont certainement nécessaires pour faire son étude ce chapitre est consacré à la définition des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés **dans la réalisation**.

1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un hôtel de (R+8+sous-sol), cet ouvrage se situe à **Ighil El Berdj** commune de Bejaia, ce projet consiste à la réalisation d'un immeuble de structure a usage touristique, se trouve dans **la zone IIa de groupe d'usage 2** Selon **RPA99/2003 (article 3.2)**.



Figure. I. 1: vue en 3D du bâtiment avec logiciel etabs.

➤ **La structure est composée de :**

- Sous-sol à usage de parking.
- Rez-de-chaussée (restaurant ; cuisine ; salles des réunions).
- Premier étage (salle polyvalente ; cuisine).
- Du deuxième étage au huitième étage (les chambres ; les suites)

2 Les caractéristiques de la structure

2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **dimension en élévation :**

- hauteur de l'acrotère $H = 0,6 \text{ m}$
- hauteur de sous-sol, RDC et étages courants $H = 3,06 \text{ m}$
- hauteur totale du bâtiment $H_{\text{(total)}} = 27,54 \text{ m}$

- **dimension en plan :**

- $L_x = 35,51 \text{ m}$
- $L_y = 24,58 \text{ m}$

A- Données géotechniques du site :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire de géotechnique, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de **2 bars** pour un tassement de **0,7 mm** (rapport du sol p.10) obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de **5 m**. (Rapport du sol p.9).
- Le sol est classé en catégorie **S2 (site ferme)**.
- 0,00 à 4,00 m : Remblais.
- 4 à 6m : Argiles faiblement marneuses schisteuses de couleur marron.

3 Les états limites : (BAEL91)

Définition :

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

a) **Etat limite ultime :**

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service :

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations...

4 Caractéristiques des matériaux utilisés

A) Béton

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ mpa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \text{ pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \dots \dots \text{ durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc :

- Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10721,40$ MPa.
- $E_{ij} = 32164.20$ MPa
- $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles

B) Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- Fe E400 = 400 MPa.
- $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- $\gamma_s = 1$ (situations accidentel).
- $\sigma_s = 235$ mpa le rond lisse.

Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance (**RPA99/version 2003, BAEL91, CBA93**).

1 Pré-dimensionnement des éléments secondaires

1.1 Les planchers

Pour notre bâtiment ; on utilise deux types de plancher.

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

1.1.1 Plancher à corps creux

Sont des éléments qui n'intervenant pas dans la résistance de l'ouvrage, sont généralement constitués d'une dalle de compression de faible épaisseur et d'hourdis posés sur les poutrelles.

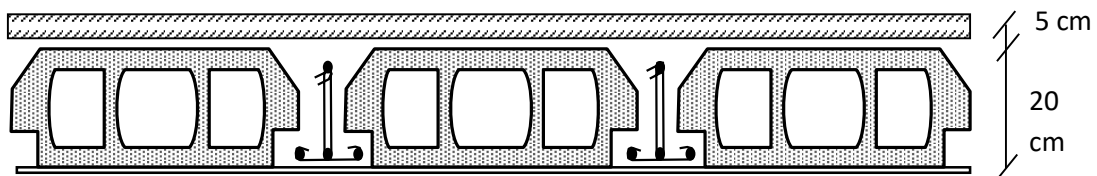


Figure. II. 1: Schéma à corps creux.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA (Art B.6.8)**

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

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

H_t : la hauteur totale planchée.

$$L_{\max} = (510 - 30) = 480 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t \geq 480/22,5 \quad \rightarrow \quad h_t \geq 21,33 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm}$ → (20+5)

Avec : $\begin{cases} h_{cc} = 20 \text{ cm} \\ b_{cc} = 5 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

✓ Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère discontinuité.

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tout le plancher comme indiqué sur la figure (2).

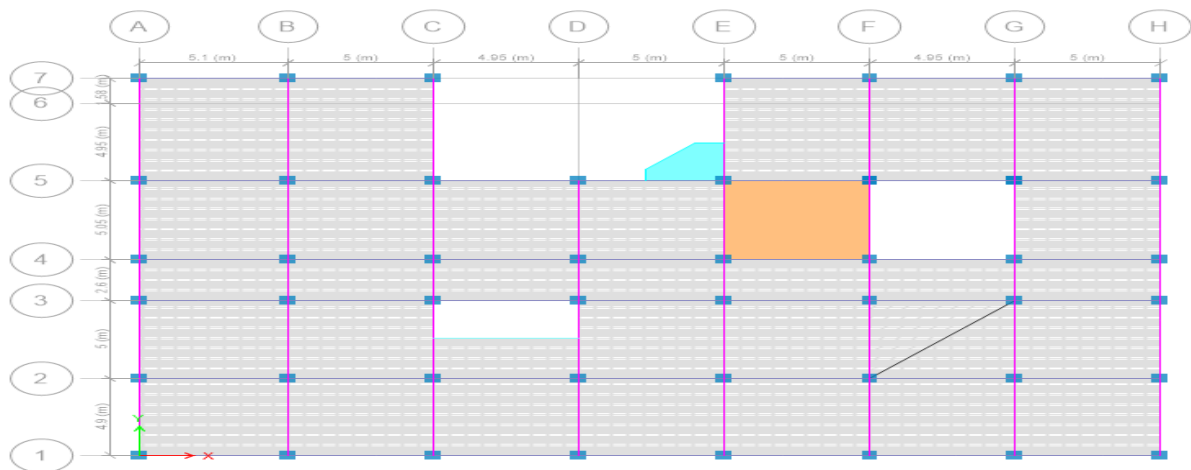


Figure. II. 2: Schéma de la disposition des poutrelles (R+8).

✓ pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en T la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$(b - b_0) / 2 \leq [Lx/2 ; Ly/10] \text{ CBA 93 \{ Art A.4.1.3 \} .}$$

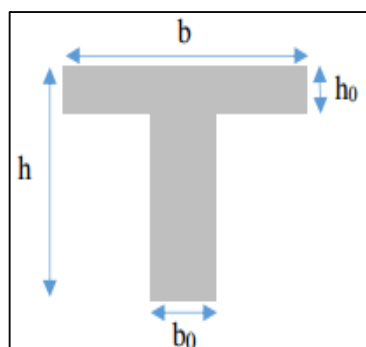


Figure. II. 3: Coupe transversale d'une poutrelle.

Avec : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h_t = 25 \text{ cm}$.

Lx : la distance entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$Lx = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

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

$$Ly = 495 - 0,30 = 465 \text{ cm.}$$

$$(B - b_0)/2 = (b - 10)/2 \leq \min \{55/2 ; 465/10\} = \min \{27,5 ; 46,5\}$$

On opte pour : **b = 65 cm.**

1.1.2 Plancher à dalles pleine :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a)-Critère de résistance à la flexion :

- $e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur (1) ou (2 appuis
- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle sur (03) ou (04) appuis $\rho \geq 0,4$.
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle sur (03) ou (04) appuis $\rho < 0,4$.

b)-Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour plus de deux heures de coupe-feu.

c)-Isolation phonique : Pour avoir une bonne isolation des dalles pleines le règlement {CBA93} nous exige à prendre une épaisseur minimale de 13 cm.

Type 1 : dalle sur 4 appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5-0,3}{5,05-0,3} = \frac{4,7}{4,75} = 0,98 > 0,4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{4,7}{45} \leq e \leq \frac{4,7}{40}$$

$$10,4 \leq e \leq 11,75 \quad \rightarrow \quad e = 11 \text{ cm}$$

$$e = \max [11 ; 15]$$

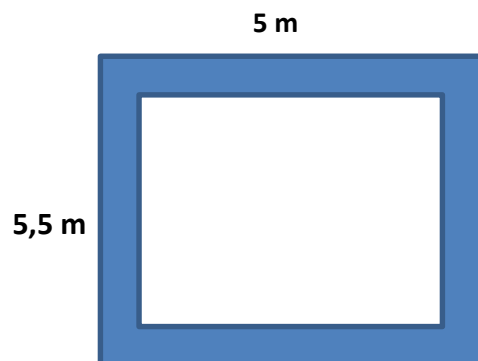


Figure. II. 4: Dalle pleine sur quatre appuis.

Donc la dalle selon les trois critères à: $e = 15 \text{ cm}$

Type 2 : dalle sur 2 appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,4-0,3}{2,67-0,3} = \frac{2,1}{2,33} = 0,9 > 0,4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{2,1}{45} \leq e \leq \frac{2,1}{40}$$

$$4,66 \leq e \leq 5,25 \quad \rightarrow \quad e = 5 \text{ cm}$$

$$e = \max [5 ; 15]$$

Donc la dalle selon les trois critères à: $e = 15 \text{ cm}$

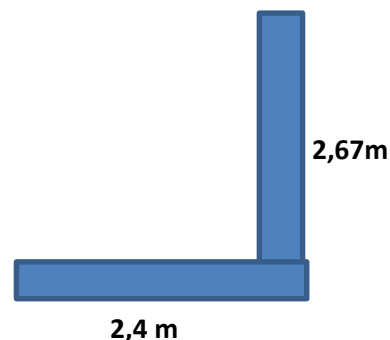


Figure. II. 5: Dalle pleine sur deux appuis.

Remarque :

Tout le plancher est à corps creux sauf l'ascenseur et balcon.

1.2 Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ **Dimensionnement:** Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contre marches se situe entre 14 et 18cm.
- ✓ La largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- ✓ La formule empirique de BLONDEL.

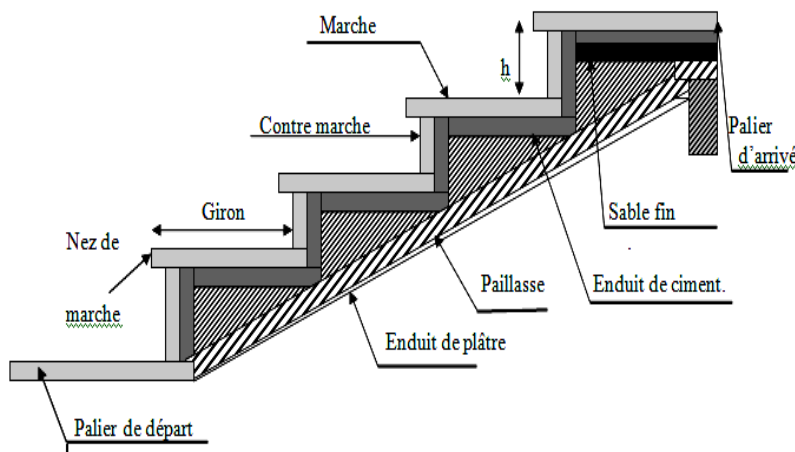


Figure. II. 6: Détail d'un escalier.

Dans notre projet il y a un seul type d'escalier a trois volées de sous-sol jusqu'au dernier étage.

On a la relation de **BLANDEL** :

$$59 \leq g + 2 * h \leq 64$$

On a : $g=L0/(n - 1)$ et $h = h0/n$

Avec: n: nombre de la marche. h_0 : la hauteur de la volée.

Volée 1 et 3 :

La longueur développée est : $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$ avec $\alpha = 34,2^\circ$

Avec : $l = \sqrt{2^2 + 1,19^2} + 1,3 + 1,85 \rightarrow l = 5,48 \text{ m}$

Avec : $\begin{cases} g = \frac{l_0}{(n-1)} = \frac{2}{6} \\ h = \frac{h_0}{n} = \frac{1,19}{7} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$

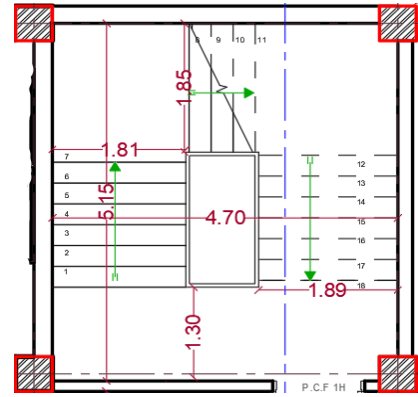


Figure 7 : Le plan de l'escalier.

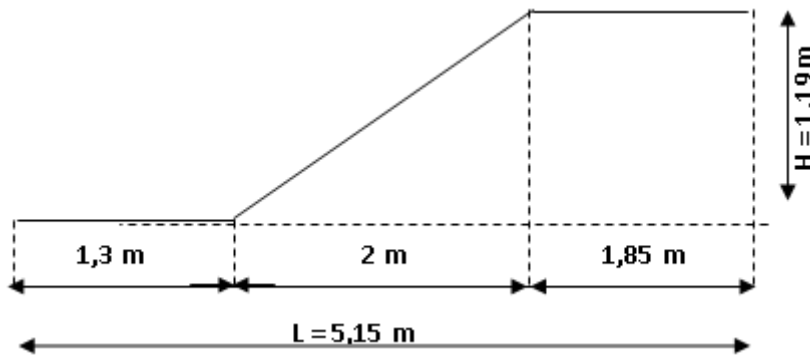


Figure. II. 8: Schéma statique des volées 1 et 3.

La Volée 2 :

La longueur développée est : $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$ avec $\alpha = 30^\circ$

$l = \sqrt{1^2 + 0,68^2} + 1,81 + 1,89 \rightarrow l = 4,91 \text{ m}$.

Avec : $\begin{cases} g = \frac{l_0}{(n-1)} = \frac{2}{6} \\ h = \frac{h_0}{n} = \frac{0,68}{4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$

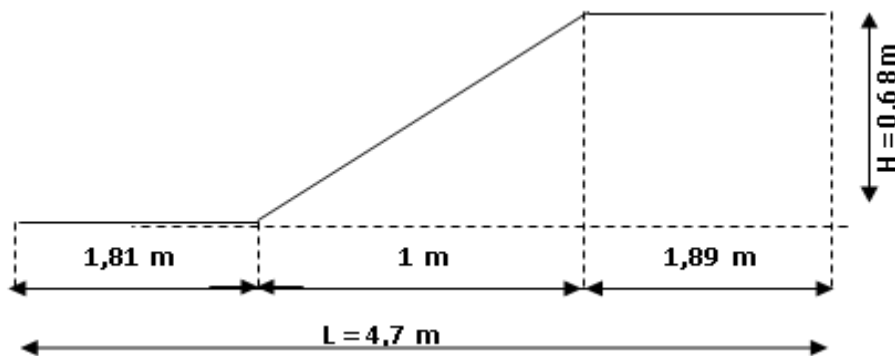


Figure. II. 9: Schéma statique de la volée 2.

➤ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de Blondel vérifiant la cohérence entre la marche et son contre marche :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 2 * 17 + 30 \leq 64\text{ cm} \quad \rightarrow \quad 59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 64\text{ cm}.$$

Conclusion : Soit $(g \times h) = (30 \times 17)\text{ cm}^2$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle se détermine selon deux critères sont :

- Critère de résistance $\frac{L_{\text{escalier}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{escalier}}}{20}$ avec $L_{\text{max}} = 548\text{ cm}$
- Critère de coupe-feu: Pour 2 heures de coupe feu: $e \geq 11\text{cm}$.

Conclusion : Soit l'épaisseur de la paillasse $e = 20\text{ cm}$ pour les trois volée.

1.3 Acrotère :

A-4- Pré-dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en en pente et le plancher terrasse.

➤ **Dimensionnement de l'acrotère :**

$H = 60\text{ cm}$.

$$S = (0,1 * 0,6) * (0,1 * 0,06) + \left(0,1 * \frac{0,04}{2}\right) = 0,068\text{ m}^2$$

a-Charge permanente :

✓ **Poids propre :** $G_0 = \gamma_b * S * 1$
 $G_p = 25 * 0,068 * 1 \quad \rightarrow \quad G_p = 1,712\text{ kn/ml}$

✓ **charge d'exploitation:** $Q = 1\text{ KN/ml}$.

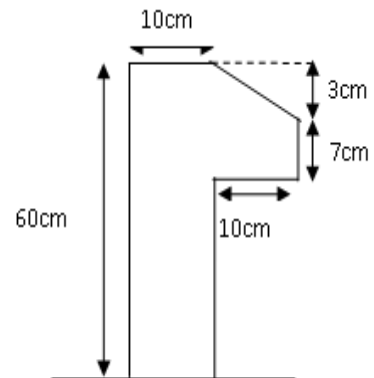


Figure. II. 10: Dimension de l'acrotère.

2 Pré-dimensionnement des éléments principaux:

2.1 Les poutres :

2.1.1 Poutre principal [pp] :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé destinée à reprendre les chargements des poutrelles et les transmettre aux poteaux.

- **Pré-dimensionnement:** Selon le **BAEL 91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

$$L_{max} = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad \text{on prend : } \begin{cases} h_{pp} = 40 \text{ cm} \\ b_{pp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de RPA :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifier.
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifier.
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4$ vérifier.

Conclusion: les conditions de RPA sont vérifiées donc on adopte une section de : (40*50) cm² pour les poutres principales.

2.1.2 Poutres secondaires [PS] :

- **Pré-dimensionnement :** elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$L_{max}/15 \geq h_{ps} \geq L_{max}/10$$

$$L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} \geq h_{ps} \geq \frac{480}{10} \quad \rightarrow \quad \text{on prend : } \begin{cases} h_{ps} = 40 \text{ cm} \\ b_{ps} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des règles du RPA:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du **RPA99** qui sont les suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifier.
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifier.
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4$ cm vérifier.

Conclusion : les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte une section de : (30*40) cm² pour les poutres secondaires.

2.1.3 Poutre de chaînage [P CH] :

Ce sont des éléments rapportée qui sert à renforcer et rigidifier l’ossature d’une construction existante, on l’estime **(20*30) cm²**

2.2 Les voiles :

Sont des Éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, auront rôle de contreventement et de résistance face aux efforts horizontaux (le séisme et le vent) d’autre part, reprendre les efforts verticaux.

Pré-dimensionnement : Le dimensionnement d’un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur "e" et sa longueur "L"

D’après le **RPA99 (article 7.7.1)** → $e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \right]$

$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$ → $e \geq \max [13,3 ; 15]$

$e \geq 15 \text{ cm}$ on prend : $e = 20 \text{ cm}$.

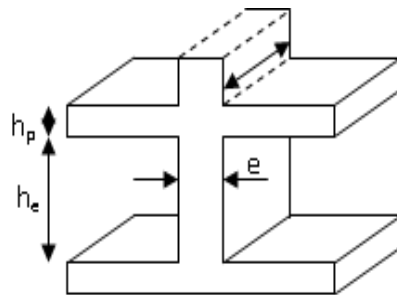


Figure. II. 11: Schéma d'un voile.

2.3 Evaluation des charges et des surcharges:

A- Plancher terrasse accessible :

Tableau. II. 1: Evaluation de charge dans la terrasse accessible:

Désignation	Epaisseur	Charge (kn/m ²)
Revêtement	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Lit de sable	2	0,36
Forme de pente	10	2,2
Plancher cc	25	4
Enduit de ciment	2	0,2
G		7,56
Q		2,5

B- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau. II. 2: Evaluation de charge dans le plancher.

Désignation des éléments	Epaisseur	Charge (kn/m ²)
Gravillon	5	1
Etanchéité multiple	2	0,12
Forme de pente	10	2,2
Isolation thermique	4	0,1
Plancher C.C	20+5=25	4
Enduit de plâtre	1,5	0,15
G		7,47
Q		2,5

C- Plancher étage courant a corps creux :

Tableau. II. 3: Evaluation de charge dans le plancher étage courant.

Designation des elements	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Couche de sable	2	0,36
Plancher corps creux	20+5=25	4
Cloison de separation	10	1
Enduit de platre	2	0,2
G	5,4	
Q	2,5	

D- Dalle pleine étage courant :

Tableau. II. 4: Evaluation de charge dans le plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Couler de sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Cloison de séparation	10	1
Enduit de plâtre	2	0,2
G	6,15	
Q	2.5	

E- Les murs en double cloison :

Tableau. II. 5: Evaluation de charge des murs en double cloison.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	0,36
Brique creuse de 15 cm	15	1,3
Brique creuse de 10 cm	10	0,9
Enduit de patre	2	0,2
G	2,75	
Q		

I- Les murs en simple cloison :

Tableau. II. 6: Evaluation de charge des murs en simple cloison.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	0,36
Brique creuse de 10 cm	10	0,9
Enduit de plâtre	2	0,2
G	1,46	
Q		

F- Escalier :

Tableau. II. 7: Evaluation de charge sur les volées 1 et 3.

Désignation des éléments	Poids volumique (kn/m)	Epaisseur (cm)	Charge (kn/m ²)
Carrelage (horizontal)	22	2	0,44
Mortier de pose	20	2	0,4
Carrelage (vertical)	22	1,13	0,2488
Mortier de passe (vertical)	20	1,13	0,226
Lit de sable	18	2	0,36
Paillasse	25	$20/\cos 34,2$	6,04
Marche	22	$e/2 = 20/2$	2,2
Enduit de ciment	18	$1,5/\cos 34,2$	0,32
G	10,23		
Q	2,5		

Tableau. II. 8: Evaluation de charge sur la volé 2.

Désignation des éléments	Poids volumique (kn/m)	Epaisseur (cm)	Charge (kn/m ²)
Carrelage (horizontal)	22	2	0,44
Mortier de pose	20	2	0,4
Carrelage (vertical)	22	1,13	0,2488
Mortier de posse (vertical)	20	1,13	0,226
Lit de sable	18	2	0,36
Paillasse	25	$20/\cos 30$	5,77
Marche	22	$e/2 = 20/2$	2,2
Enduit de ciment	18	$1,5/\cos 30$	0,317
G	9,96		
Q	2,5		

G- Palier :

Tableau. II.9: Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Poids volumique (kn/m)	Epaisseur (cm)	Charge (kn/m ²)
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de pose	18	2	0,36
Dalle pleine	25	15	3,75
Enduit de ciment	18	1,5	0,21
Carrelage	22	2	0,44
G	5,16		
Q	2,5		

2.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

pré-dimensionnement : Le pré-dimensionnement des Poteaux se fait selon 3 critères :

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

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné un poteau qui nous semble susceptible d'être les plus sollicités à savoir : **F5** (Voir figure II.1)

Avec : h_e la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m.

Tableau. II.10: Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimension (b*h) cm ²	Poids volumique G (kn) : {G= h*b*h _e *γ _s }
S.sol + RDC	(50*45)	17,21
Etage 1 et 2	(45*45)	15,49
Etage 3 et 4	(40*40)	12,24
Etage 5 et 6	(35*30)	8,03
Etage 7 et 8	(30*30)	6,88

a – descente de charge :

On effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau F5.

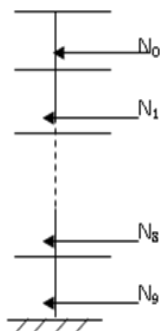
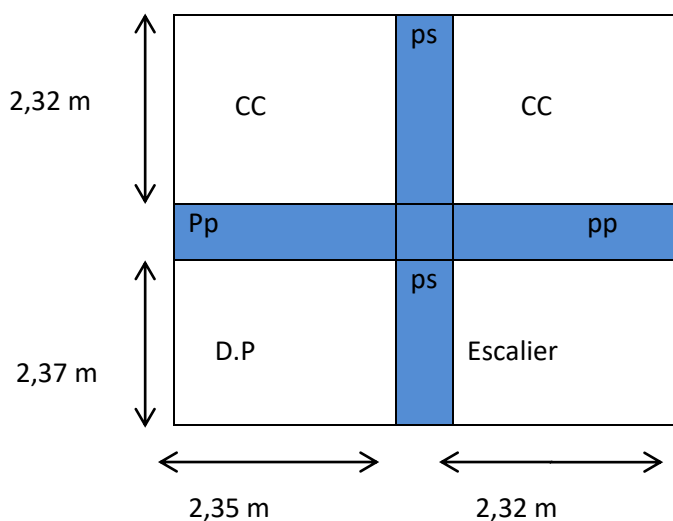


Figure. II. 12: Schéma statique de la Descente de charge.

b – La loi de dégression :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse Q_0
- Sous 1^{er} étage à partir de sommet (i=1) $Q_0 + Q_1$
- sous 2^{em} étage (i=2) $Q_0 + 0,95*(Q_1 + Q_2)$
- sous 3^{em} étage (i=3) $Q_0 + 0,9*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- sous 4^{em} étage (i=4) $Q_0 + 0,85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- pour n étage n>5 $Q_0 + (3+n)/2n *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+....Q_n)$



Calcul des surfaces afférente :

$$S_1 = 5,8 \text{ m}^2 ; S_2 = 5,38 \text{ m}^2 ; S_3 = 5,49 \text{ m}^2 ; S_4 = 5,56 - S_5 = 3,72 \text{ m}^2 .$$

$$S_5 = 1,84 \text{ m}^2 ; S_{\text{aff } Q} = S_{\text{aff } G} + b \cdot l = 13,98 \text{ m}^2 .$$

Les charges des éléments :

les poutres	(Pp+Ps)	Chainage	Brise
Le poid (kn/ml)	46,8	4,8	3

Poid des mur (kn/ml)	Poid de poteau (kn/ml)
4,028	8,03

Poids des plancher :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

P _G	(S ₃ *7,47) + (S ₄ *7,32) = 68,24 kn
P _Q	2,5*(S ₃ +S ₄) = 23,025 kn

❖ Plancher étage courant :

P _G	(S ₁ +S ₂) *G _{cc} + S ₄ *G _{DP} = 94,43 kn
P _Q	P _{Q(habitation)} + P _{Q(escalier)} = 48 kn

❖ La charge d'escalier courant sur poteaux E13:

S _v	1,85*2,02 = 3,34 m ²		
S _p	0,52*1,85 = 0,962 m ²		
G _v	34,17 KN/ m ²	G _p	4,96 KN/ m ²

Tableau. II. 11 : Evaluation de la charge de poteau (F5)

niveau	Element	Pg (kn)	Pq (kn)
	plancher T,I	68,24	
N9	Poutre	28,08	23,025
	Poteau	8,03	
	la somme	104,35	23,025
	venant de N9	104,35	
	plancher E,C	94,43	
	poutre	28,08	
N8	poteau	8,03	
	P, mur	4,028	
	P, P brisé	16,56	
	Ra	18,63	
	la somme	292,828	71,025
	venant de N8	292,828	
	plancher E,C	94,43	

		poutre		28,08		
N7		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P, P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		481,306		114,225
		venant de N7		481,306		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		28,08		
N6		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P, P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		669,784		152,625
		venant de N6		669,784		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		28,08		
N5		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P, P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		858,262		186,225
		venant de N5		858,262		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		46,8		
N4		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P,P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		1046,74		203,025
		venant de N4		1046,74		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		46,8		
N3		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P,P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		1253,938		215,025
		venant de N3		1253,938		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		46,8		
N2		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P,P brisé		16,56		

		Ra		18,63		
		la somme		1423,696		247,025
		venant de N2		1423,696		
		plancher E,C		94,43		
		poutre		46,8		
N1		poteau		8,03		
		P, mur		4,028		
		P,P brisé		16,56		
		Ra		18,63		
		la somme		1612,174		279,025

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (F5) qui est le plus sollicité sous charges verticale.

D'après le BAEL l'effort Nu doit majorer de :

- 15 % pour les portiques à 2 travées.
- 10 % pour les portiques à 3 travées.

Pour notre cas on a des portique a plus de deux travées donc on majore de 10%

$$Nu^* = 1,1*(1,35 P_G + 1,5 P_Q) \quad \rightarrow \quad Nu^* = 2620.24 \text{ kn.}$$

3 Vérification des poteaux :

3.1 Vérification selon critère de résistance : (compression simple)

On doit vérifier la condition suivant :

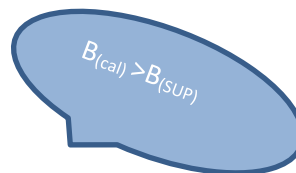
$$\sigma_{bc} = (Nu^*/B_{(calculer)}) \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = (0,85 * f_{c28} / \gamma_b) = 14,2 \text{ MPA.}$$

✓ Exemple de calcul du poteau a la base :

On a : $Nu^* = 2620.24 \text{ kn}$

$$B_{(calculer)} \geq Nu^* / f_{bu} \quad \rightarrow \quad B_{(calculer)} \geq 0,20 \text{ m}^2$$

$$B_{(sup)} = (0,35 * 0,3) \quad \rightarrow \quad B_{(sup)} = 0,105 \text{ m}^2$$



$\sigma_{bc} = 14,41 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPA} \dots$ La condition n'est pas vérifiée ruine de poteau

- On doit augmenter la section du poteau.
- on prend (50*45) cm².
- Recalculer le poids de poteau → G₁ → Nu₁ → Nu₁* → la vérification.

Poids propre du poteau : 25*0,5*0,45*3,06 = 17,2125 kn.

- G₁=1630,894– 8,03 +17,2125 = 1640,08 kn
- Nu₁=1,35 * 1640,08 + 1,5 * 279,025 = 2632,64 kn
- Nu₁*= 1,1*2632,64 = 2895,91 kn
- B_(sup)= 0,5*0,45 =0,225 m²
- B_(calcul)≥ (2895,91*10⁻³)/14,2 → B_(calcul) ≥ 0,204 m²

B_(sup) > B_(calcul) pas de risque de ruine

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

Tableau. II. 12: Résultats de la vérification de critère de résistance.

Niveau	Nu* (kn)	(a*b) cm ²	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
8	242,83	0,09	2,69	14,2	Vérifier
7	637,824	0,09	7,09	14,2	Vérifier
6	1024,11	0,105	9,75	14,2	Vérifier
5	1191,97	0,105	11,35	14,2	Vérifier
4	1770,55	0,16	11,06	14,2	Vérifier
3	1917,212	0,16	11,98	14,2	Vérifier
2	2438,58	0,203	12,01	14,2	Vérifier
1	2549,58	0,203	12,53	14,2	Vérifier
RDC	2882,264	0,21	13,72	14,2	Vérifier

3.2 Vérifie le Critère de la stabilité de forme :

✓ Vérification au flambement :

D'après le **(CBA93)** , la vérification à faire est :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right).$$

Avec :

B_r : section réduite du béton , $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier. α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement

$$\lambda \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ et Cas d'une section rectangulaire : $I = bh^3/12$

Avec : l_f : longueur de flambement et : $l_f = 0.7 * l_0$ (BAEL article B.8.3.31).

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec **a** : largeur de la section nette ; **b** : hauteur de la section nette

A_s : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$, donc : $N_u^* \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$

On doit vérifier que : $B_r > B_r$ calculée : $B_{r_{calculée}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$

✓ **Exemple de calcul du poteau a la base :**

$$B_{r_{sup}} = (0,5 - 0,02) * (0,45 - 0,02) = 0,21.$$

$$l_f = 0,7 * (3,06 - 0,45) = 1,827.$$

$$\lambda = 1,827 / 0,143 = 12,77 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (12,77 / 35)^2] = 0,827.$$

$$B_{r_{calculer}} = 2895,17 * 10^{-3} / [0,827 * ((25 / 0,9 * 1,5) + (400 / 100 * 1,15))] = 0,159 \text{ m}^2.$$

$B_{r_{(sup)}} = 0,21 \text{ m}^2 > B_{r_{(calculer)}} = 0,159 \text{ m}^2$ la condition est vérifiée.

On suit les mêmes étapes que l'Exemple de calcul ; les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 13 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu* (kn)	λ	α	Br>B cal (m ²)		Observation
				Br _(sup)	Br _(Calculer)	
8	242,83	22,21	0,85	0,0784	0,013	Vérifiée
7	637,824	22,21	0,85	0,0784	0,034	Vérifiée
6	1024,11	22,21	0,85	0,0924	0,055	Vérifiée
5	1191,97	22,21	0,85	0,0924	0,064	Vérifiée
4	1770,55	16,8	0,81	0,1444	0,099	Vérifiée
3	1917,212	16,8	0,81	0,1444	0,107	Vérifiée
2	2438,58	14,86	0,82	0,185	0,135	Vérifiée
1	2549,58	14,86	0,82	0,185	0,141	Vérifiée
RDC	2882,264	14,86	0,82	0,21	0,159	Vérifiée

✓ La vérification des conditions de RPA93 :

- Min (b*h) = 30 cm > 25 cm vérifier.
- Min (b*h) = 30 cm > h_e/20 = 360/20 = 15,3 vérifier.

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées

Introduction :

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'acrotère, les escaliers, la poutre de chaînage et l'ascenseur.

1 Etude des planchers :

1.1 Plancher à corps creux :

1.1.1 Types et schémas statiques des poutrelles :

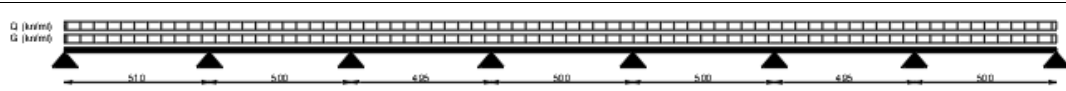
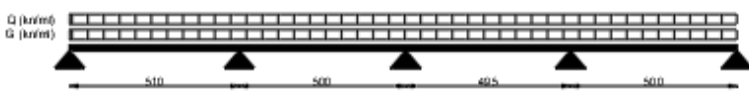
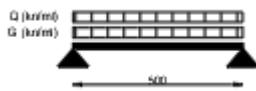
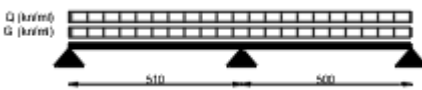
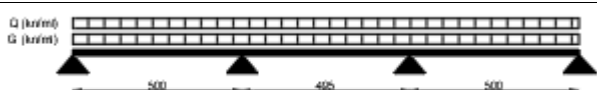
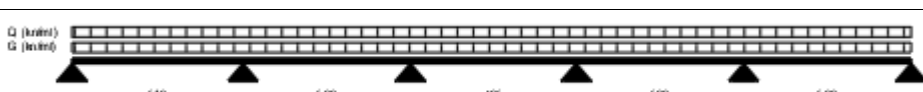
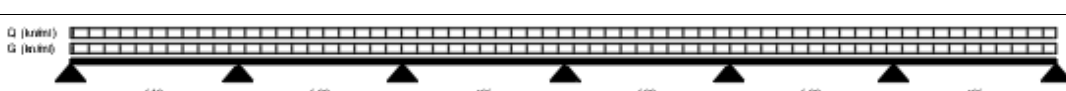
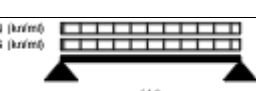
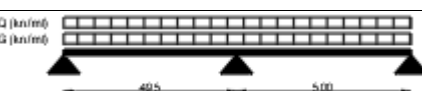
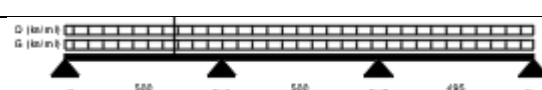
Types		Schémas statiques
RDC ; E1 à E7	T1	
RDC ; Etage courant	T2	
RDC ; T.acc; E1 à E7	T3	
E3 à E7 ; T.inac	T4	
E3 à E7 ; T.acc	T5	
E8 ; T.inac	T6	
E8 ; T.inac	T7	
E8 ; T.inac	T8	
T.acc	T9	
T.inac	T10	

Tableau. III. 1: les différents types des poutrelles.

1.1.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$L'ELU : \begin{cases} P_u = 1.35 G + 1.5 Q \\ q_u = L_o * P_u \end{cases}$$

$$L'ELS: \begin{cases} P_s = G + Q \\ q_s = L_o * P_s \end{cases}$$

Tableau. III. 2 : LES charges revenantes aux poutrelles.

Désignation	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	L _o (m)	ELU		ELS	
				P _u (kn/m ²)	q _u (kn/ml)	P _s (kn/m ²)	q _s (kn/ml)
RDC + Etages courants	6,4	2,5	0,65	12,39	8,054	8,9	5,785
Terrasse accessible	7,56	2,5	0,65	12,95	9,071	10,06	6,539
Terrasse inaccessible	7,47	2,5	0,65	13,83	8,992	9,97	6,481

1.1.3 Calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe trois méthodes de calcul: la méthode forfaitaire, la méthode de Caquot ou Caquot minoré et RDM (poutrelles isostatique).

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

• **Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210) :**

1. Plancher à une surcharge modérée : $Q \leq \min (5KN/m^2 ; 2G) ;$
2. les portées successives doivent satisfaire la condition : $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 ;$
3. Fissuration peu nuisible (FPN).
4. Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées I=constant.

• **Application de la méthode :**

❖ **Moments aux appuis (Ma < 0) :**

$$Ma = \begin{cases} -0,15M_0 : \text{sur les deux appuis de rives car le BAEL exige de mettre des aciers de} \\ \text{fissurations équilibrant un moment fictif.} \\ -0,6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0 : \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

M0: Moment isostatique maximal dans chaque travée : $M_0=ql^2/8$

❖ **Moments en travées :**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ti} \geq [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] M_{0i} \quad \Rightarrow \quad \text{Travée de rive.} \\ M_{ti} \geq [(1 + 0,3\alpha) / 2] M_{0i} \quad \Rightarrow \quad \text{Travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = \frac{q}{(G+Q)}$: degré de surcharge.

- ✓ **M_g** : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.
- ✓ **M_d** : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

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

Tableau. III. 3: Choix des méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles.

Types	Les conditions d'application de la méthode forfaitaire	La méthode adoptée
1; 2; 4; 5 ; 6 7; 9; 10;	Vérifiée	La méthode forfaitaire
3 ; 8	/	RDM

Calcul des sollicitations dans la poutrelle 4 (E3 à E7) :

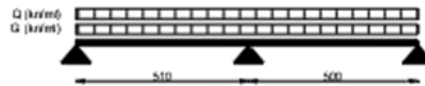


Figure. III. 1: Schéma statique de la poutrelle type (4) à étudier.

❖ Calcul des moments aux appuis de rives et d'intermédiaires :

Tableau. III. 4: Calcul des moments d'appuis de rives et d'intermédiaires.

Travée	L (m)	$M_0=q_1^2/8$ (kn.m)		$M_0=\max [M_{01} ; M_{02}]$		$M_a^r=-0,15M_0$ (kn.m)		$M_a^{int}=-0,6M_0$ (kn.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	5,1	26,186	18,808	26,186	18,808	-3,928	-2,821	-15,712	-11,285
BC	5	25,169	18,078						

❖ Calcul des moments en travées et d'efforts tranchants:

Tableau. III. 5: Calcul des moments en travée et l'effort tranchant.

Travée	M_t (kn.m)		M_t^{\max} (kn.m)		$ V_u $ (kn)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
AB	20,537	14,751	20,537	14,751	23,618
BC	19,435	13,959			

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

Tableau. III. 6: Sollicitations maximales des différentes poutrelles.

Types	ELU				ELS		
	M_a^r (kn.m)	M_a^{int} (kn.m)	M_t (kn.m)	$ V_u $ (kn)	M_a^r (kn.m)	M_a^{int} (kn.m)	M_t (kn.m)
1; 2; 6; 7 (RDC ; E.C)	-3,928	-13,093	21,847	22,591	-2,821	-9,404	15,692
3 (RDC, E1 à E7)	-3,775	/	25,169	20,135	-2,711	/	18,078
4 (E1 à E7)	-3,928	-15,712	20,537	23,618	-2,821	-11,285	14,751
5 (E3 à E7)	-3,775	-12,585	20,998	22,149	-2,711	-9,039	15,082
8 (E8)	-3,928	/	26,186	20,538	-2,821	/	18,808
3 (T.acc)	-4,252	/	28,347	22,678	-3,065	/	20,434

9 (T.acc)	-4,252	-17,008	21,961	26,079	-3,065	-12,264	15,832
5 (T.acc)	-4,252	-14,174	23,378	24,945	-3,051	-10,217	16,852
8 (T.inac)	-4,385	/	24,127	22,933	-3,160	/	21,071
6; 7 (T.inac)	-4,385	-14,618	24,127	25,223	-3,160	-10,536	17,398
4 (T.inac)	-4,385	-17,541	22,666	26,369	-3,161	-12,643	16,336
10 (T.inac)	-4,215	-14,05	23,191	24,728	-3,037	-10,127	16,715

1.1.4 Ferrailage des poutrelles :

➤ Ferrailage longitudinale :

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

On prend l'exemple de la poutrelle 4.

Tableau. III. 7: Les sollicitations de la poutrelle type4.

Types	ELU				ELS		
	M_a^r	M_a^{int}	M_t	V_u	M_a^r	M_a^{int}	M_t
	(kn.m)	(kn.m)	(kn.m)	(kn)	(kn.m)	(kn.m)	(kn.m)
2	-3,928	-15,712	20,537	23,618	-2,821	-11,285	14,751

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$; $f_c = 400 \text{ mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ mpa}$;

$b_0 = 10 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ mpa}$; F.P.N : $d = h - e = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$;

❖ En travée :

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

$$M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{TU} = 0,65 * 0,05 * 14,2 * \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$M_{TU} = 94.607 \text{ kn.m} > M_t^u = 20,537 \text{ kn.m}$ La table n'est pas entièrement comprimée,

Alors l'axe neutre passe par la table de compression, d'où le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,537 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,23^2 \cdot 14,2} = 0,042 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Tableau. III. 8: Les caractéristiques de fe400.

f_e (mpa)	u_l	α_l	ϵ_l	$f_{st}=f_e / \gamma_s$ (mpa)
400	0,392	0,668	1,74 %	348

$$\mu_{bu} = 0,042 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,053$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{20,537 \cdot 10^{-3}}{0,225 \cdot 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28}/f_e = 1,805 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

▪ **Appui intermédiaire :**

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,712 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,23^2 \cdot 14,2} = 0,209 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0,209 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,297 \quad Z = 0,202 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 * 10 * 23 * 2,1 / 400 = 0,277 \text{ cm}^2$$

▪ **Appuis de rives :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^r}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,928 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,23^2 \cdot 14,2} = 0,052 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,067 \quad Z = 0,223 \text{ m}$$

$$A_a^r = 0,50 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 0,277 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$
Condition vérifiée
On ferraille avec A_t

$A_a > A_{min}$
Condition vérifiée
On ferraille avec A_a

$A_a > A_{min}$
Condition vérifiée
On ferraille avec A_a

➤ **Le choix des barres (Annexe VII) :**

- En travée :** $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 3HA12 = 3,39 cm^2
- En appui intermédiaire :** $A_a^{int} = 2,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 2HA12 = 2,26 cm^2
- En appuis de rives :** $A_a^r = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm^2

➤ **Ferraillage transversal :**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(7,14\text{mm}; 10\text{mm}; 10\text{mm});$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ D'où, $A_{trans} = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérifications nécessaires des poutrelles :**

✓ **Vérifications à l'ELU :**

1. Vérification de rupture par cisaillement :

$$\tau_u = V / (b_0 * d) = 23,618 * 10^3 / (100 * 230) = 1,026 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,3 \text{ mpa} \quad (\text{F.P.N})$$

$\tau_u = 1,026 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Pas risque de rupture par cisaillement.

2. Espacement des armatures :

L'espacement des armatures transversales (S_t) est défini par le minimum entre les trois conditions suivantes :

a. $S_{t1} \leq (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 20,7 \text{ cm}$

b. $S_{t2} \leq A_{trans} * f_c / 0,4b_0 \Rightarrow S_{t2} \leq 81,43 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

c. $S_{t3} \leq 0,8A_{trans} * f_c / b_0 * (\tau_u - 0,3f_{t28}) \Rightarrow S_{t3} \leq 101 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales :

a. Appuis de rives :

$$A_l \geq \gamma_s * \frac{V}{f_c} = 1,15 * \frac{23,618 * 10^3}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$A_l = A_t + A_a^r = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2 \geq 0,67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b. Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} + \left(V + \frac{M_a^{\text{int}}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,618 * 10^3 - \frac{15,712 * 10^6}{0,9 * 230} \right) = -1,5 \text{ cm}^2 < 0$$

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

4. vérification de la bielle :

$$V \leq V_{\text{adm}} = 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

Avec: $a = \min(0,9d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}) \Rightarrow a = \min(0,9 * 23 ; 30 - 4) = 20,7\text{cm}$

$$V = 23,618\text{kn} < V_{\text{adm}} = 0,267 * 0,207 * 0,1 * 25000 = 138,172 \text{ kn} \dots \dots \dots$$

...Condition vérifiée.

5. Vérification de la jonction de la table de nervure :

$$\tau'_u = \frac{V(b-b_0)/2}{0,9dh_0b} = \frac{23,618 * 10^{-3} (0,65 - 0,1)/2}{0,9 * 0,23 * 0,05 * 0,65} = 0,965 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérifications à l'ELS :****1. Vérifications des contraintes :**➤ **Position de l'axe neutre (H) :**

$H = (bh_0^2 / 2) - 15A (d - h_0) = 599,2 > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe la table de vérification des contraintes.

Pour une section rectangulaire $b * h$.

$$D'où \quad \sigma_{bc} = \frac{M_t^s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

➤ **Calcul de l'axe neutre y : $A' = 0$**

Calcul du moment d'inertie I :

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

$$\frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 = 0$$

Tableau. III. 9: Vérification des contraintes à l'ELS.

/		M _{ser} (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (mpa)	σ' _{bc} (mpa)	σ _{bc} ≤ σ' _{bc}
Travée		14,751	0,0526	0,00019	4,056	15	vérifier
Appuis	Intermédiaire	11,285	0,0474	0,00015	3,41	15	vérifier
	Rives	2,821	0,0474	0,00015	0,854	15	vérifier

2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau. III. 10: Les conditions de vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$\frac{A_t}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e}$	L ≤ 8m
0,05 < 0,06	0,05 < 0,09	0,014 > 0,010	5 m ≤ 8m
non vérifier	non vérifier	vérifier	vérifier

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées ⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

La condition à vérifier est : $f \leq f_{adm}$ Avec : $\begin{cases} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{adm} = 1/500 \text{ car } l \leq 5m \end{cases}$

Tableau. III. 11 : la vérification de la flèche.

Données (kn/m ²)		Moments (kn.m)		Contraintes (mpa)		La flèche (mm)		vérification
G	6,4	M _{ser} ^g	11,25	σ _{st} ^g	156,211	f _{gv}	11,029	Δf = 9,62 f̄ = 10
						f _{gi}	6,095	
J	5	M _{ser} ^j	8,78	σ _{st} ^j	122,039	f _{ji}	4,433	Condition Vérifier
P	8,9	M _{ser} ^p	15,64	σ _{st} ^p	217,23	f _{pi}	9,128	

➤ Schéma de ferrailage :

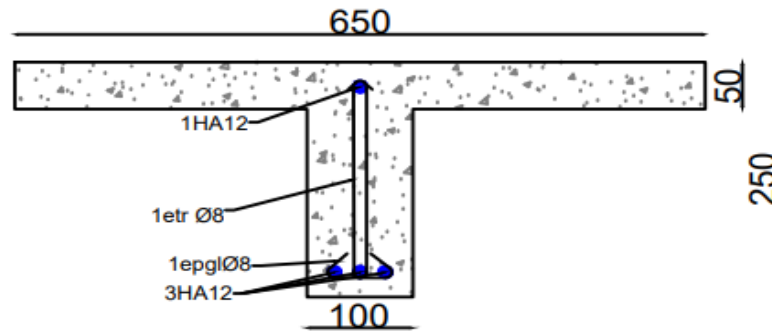


Figure. III. 2: Le ferrailage des poutrelles sur l'appui de rive.

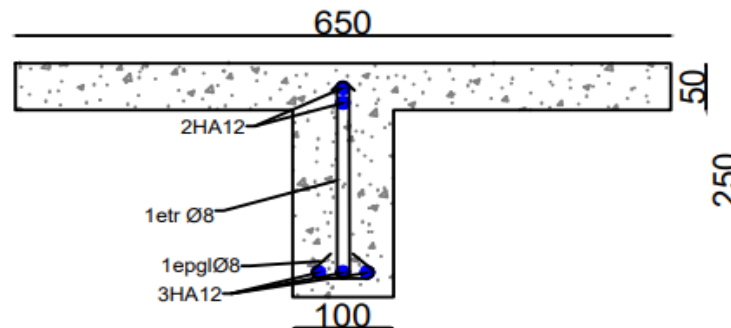


Figure. III. 3: Le ferrailage des poutrelles en travée et en appuis intermédiaire.

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le CBA93 on a : $50 \leq L_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

Mais si : $L_0 < 50 \text{ cm}$ on a $A_{\perp} = 200 / f_e$

✓ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

On générale on utilise le rond lisse de $f_e = 235 \text{ mpa}$, pour avoir une section d'acier plus grande.

$$A_{\perp} = 4L_0 / f_e = (4 * 65) / 235 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_{\perp} = 6\emptyset 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 1,11 / 2 = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_{\parallel} = 6\emptyset 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots$ **Condition vérifiée**

On opte pour un treillis soudés Ø5 (150 x 150) mm² de nuance fe= 235 mpa

➤ Le schéma de ferrailage :

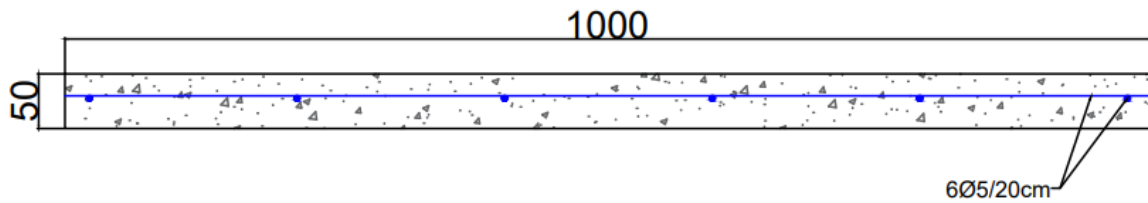


Figure. III. 4: Le ferrailage de la dalle de compression.

1.2 Calcul des dalles pleines :

1.2.1 Calcul d'une dalle pleine sur quatre appuis :

Tableau. III. 12: Les données des dalles pleines (Annexe 1).

Elément	Lx	Ly	ρ	ELU		ELS	
				x μ	y μ	x μ	y μ
D1	4,55	4,7	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
D2	2,1	2,22	0,9	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

a. Calcul des sollicitations :

Tableau. III. 13: Les sollicitations.

G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	q _u (kn/m)	q _s (kn/m)
6,15	2,5	12,05	8,65

Tableau. III. 14: Résumé des moments M₀

Type	D1
M _{0x}	10.01 kn.m
M _{0y}	9.09 kn.m

On a :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y \end{cases}$$

b. Calcul des moments :

En travée : M_t = 0,75*M₀

En appuis : M_a = -0,5*M₀

Tableau. III. 15: Résumé des moments en travée et en appui.

Type	travée		appui		V _u (kn)	
	M _x ^t (kn.m)	M _y ^t (kn.m)	M _x ^a (kn.m)	M _y ^a (kn.m)	V _x	V _y
D1	7.51	7.73	-4.54 kn.m	-2.72 kn.m	18,27	19,08

❖ Le ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m²

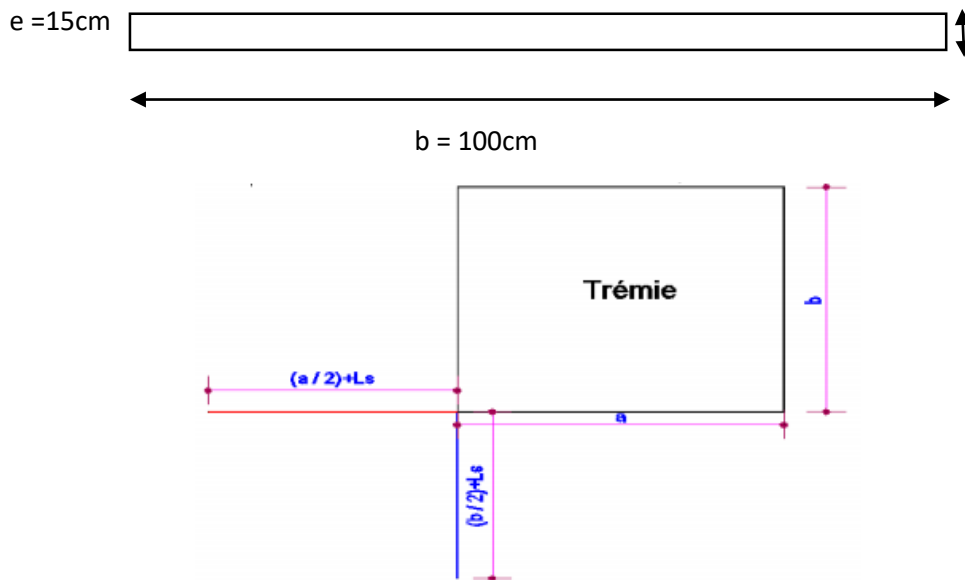


Figure. III. 5: Recommandation par l'encrage des barres dans les trémies.

$$\frac{a}{2} + L_s = \frac{1,72}{2} + (40 * 0,01) = 1,26 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} + L_s = \frac{2,15}{2} + (40 * 0,01) = 1,45 \text{ m}$$

$$L_s = \begin{cases} 40\emptyset \text{ pour les HA} \\ 50\emptyset \text{ pour les RL} \end{cases}$$

a. Vérification de la condition de non fragilité :

Pour e > 14 cm et ρ ≥ 0.4 : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0,0008 * \left(\frac{3-0,96}{2}\right) * 100 * 15 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 0,0008 * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Vérification des espacements :

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **...vérifier (sens principal).**

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **...vérifier (sens secondaire).**

Tableau. III. 16: Résultat du ferrailage.

En travée				
Sens	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /m)	S_t (cm)
Sens x	1.68	1.21	4HA10=3.14	25
Sens y	1,53	1.2	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens x	1.11	1.21	4HA8=2.01	25
Sens y	1,01	1.2	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ Vérification au cisaillement :

Sens xx : $V_u = 18,27 \text{ kn}$

Sens yy : $V_u = 19,08 \text{ kn}$

$\tau_u = 0,141 \text{ mpa} < \tau'_u = 3,33 \text{ mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS:**

Tableau. III. 17: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M_{ser} (kn.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (mpa)	σ'_{bc} (mpa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$
Travée (x)	6.36	$8,9952 \cdot 10^{-5}$	0,039	2.77	15	Verifier
Travée (y)	6,77	$8,9952 \cdot 10^{-5}$	0,039	2.35	15	Verifier
Appuis (x)	4,24	$6,7426 \cdot 10^{-5}$	0,033	2,12	15	Verifier
Appuis (y)	2,38	$6,7426 \cdot 10^{-5}$	0,033	1.19	15	Verifier

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$; 2) $\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0}$; 3) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\frac{h}{l} = 0,033 < 0,0625 \dots \dots \dots$ **Condition non vérifiée.**

Tableau. III. 18: La vérification de la flèche.

Type	Localisation	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition Vérifier
D1	x-x	3,61	67,83	3,89	1,25	-61,58 < 8,9	

➤ **Schéma de ferrailage :**

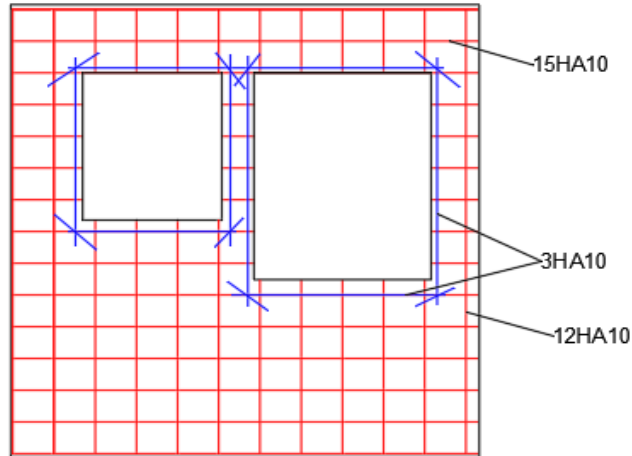


Figure. III. 6: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

2 Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment. réalisé en béton armé est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), soumis à une charge verticale qui est due à son poids propre (G), et aux charges horizontales qui sont dues au charges d'exploitation, au force sismique F_p et celle du vent W (que nous n'allons pas prendre en compte dans notre étude).

2.1 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée (avec un effort normal de compression).
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire

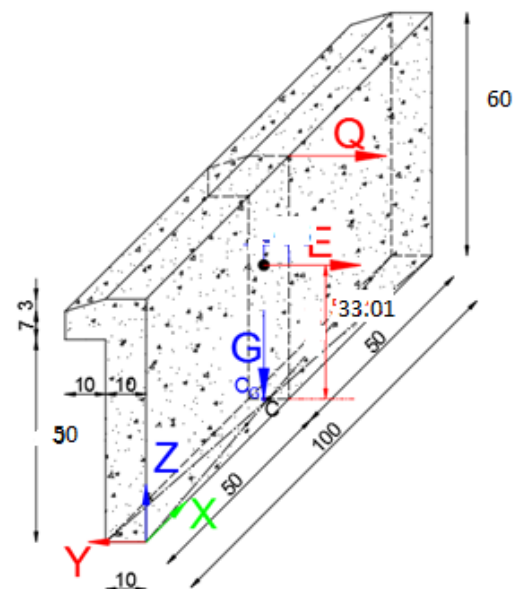


Figure. III. 7: Dimensionnement de l'acrotère.

2.2 Calcul du centre de gravité de la section :

X _G	0,5 m	Y _G	0,0615 m	Z _G	0,3301 m
----------------	-------	----------------	----------	----------------	----------

2.3 Calcul des sollicitations :

Le poids propre : $G = N_G = W_p = 25 * S = 1,712 \text{ kn/m}$; La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kn/m}$

La force sismique (Charge horizontale) : (Art 6.2.3 RPA99V2003)

$$F_p = 4 A C_p W_p = 0,822 \text{ kn/ml}$$

$A = 0,15 \Rightarrow$ (zone II_a ; groupe 2). (Tab 4.1) ; $C_p = 0,8 \Rightarrow$ élément consol. (tab 6.1)

- Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 1,712 \text{ kn}$
- Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$.
- Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$.

-Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 1,712 * (0,0615 - 0,05) = 0,019 \text{ kn.m}$$

$$M_Q = Q * H = 0,6 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_{FP} = F_p * Z_G = 0,822 * 0,3301 = 0,271 \text{ kn.m}$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{ CBA93 (article A.4.3.5)}$$

$$e_2 = \frac{3 * (2 * \emptyset * \alpha)}{h_0 * 10^4} l_f^2$$

Avec l_f : Longueur du flambement = $2h = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section} = 10 \text{ cm} ; \quad \alpha = M_G / (M_G + M_Q) = 0,019 / (0,019 + 0,6) = 0,031$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,2^2 \cdot (2 + 2 \cdot 0,031)}{0,1 \cdot 10^4} = 0,00053 \text{ m} = 0,053 \text{ cm}$$

Tableau. III. 19 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle			ELU	ELS
	G + Q + E	0,8G+E	0,8G-E		
Combinaisons	G + Q + E	0,8G+E	0,8G-E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (kn)	1,712	1,39	1,39	2.31	1,712
M (kn.m)	0,891	0,286	-0,255	0,926	0,619
$e_1 = M/N$	0,520	0,205	0,183	0,401	
e_2 (m)	0,00053	0,00053	0,00053	0,00053	
e_a (m)	0,02	0,02	0,02	0,02	
e (m)	0,540	0,226	0,204	0,422	
$h_0/6$ (cm)	1,667	1,667	1,667	1,667	
Section	0,0685	0,0685	0,0685	0,0685	
M_u (kn.m)	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

2.4 Ferrailage :

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes à l'ELS.

- **A L'ELU :**

N_u	2,31	kn.m	M_u	$N_u \cdot e = 2,31 \cdot 0,422 = 0,974 \text{ kn.m}$
-------	------	------	-------	---

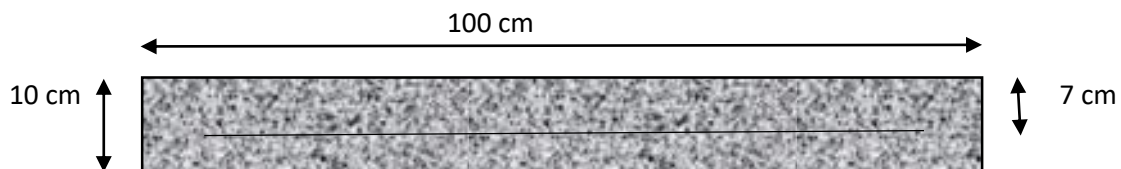


Figure. III.. 8: schéma statique de l'acrotère.

$e_1 > h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé, le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \cdot h_0$ soumise à un moment égale à :

Tableau. III. 20: Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle			ELU	ELS
	G + Q + E	0,8G+E	0,8G-E	1.35G + 1.5Q	G + Q
M _f (kn.m)	0.374	0.355	0.325	1.043	/
μ	0.00537511	0.00510204	0.004670882	0.01498994	
α	0.00673704	0.0063939	0.005852303	0.01888001	
Z (m)	0.06981136	0.06982097	0.069836136	0.06947136	
A _T	0.15	0.14	0.13	0.43	
A _s	0.14508046	0.13600575	0.126005747	0.42336207	
A _{min}	0.845	0.845	0.845	0.845	
A _{min} >A _s	On adopte: A= 4HA10= 3.14 cm ² /ml.				
A _r =A/4	On adopte: A= 4HA10= 3.14 cm ² /ml.				

$$M_{-corri} = N_u \times (e_1 + e_a + e_2)$$

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{st}} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8}; \quad z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha); \quad A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} \text{ flexion composée } A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ Vérification au cisaillement :

Tableau. III. 21: Vérification au cisaillement.

Sollicitations	1.35G+1.5Q	G+Q+E	0.8G+E	0.8G-E
Combinaisons	1,50	1.822	0.822	0.822
Vu (kn)	0.021428	0.0260286	0.0117429	0.0117429
τ (mpa)	2,5	3.26	3.26	3.26
τ̄ (mpa)	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Remarque	0.5217	0.7288	0.3288	0.3288

Avec : V_G = 0; V_Q = Q; M_{Fp} = F_p

$$A'_{s(Appuis)} = V_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) \text{ mPa}$$

✓ Espacement :

- Armatures principale: $S_t \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=20\text{cm}$.
- Armatures de répartitions: $S_t \leq \frac{100}{3} = 33\text{cm} \Rightarrow$ on prend $S_t=20\text{cm}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

Tableau. III. 22: Position de l'axe neutre et du centre de poussée.

e_G (m)	$h/2$ (m)	Type	C (m)	P (m ²)	q m ²	Δ (10 ⁻³)	y_c (m)	y (m)	μ_t (10 ⁻⁴)
0.36156542	0.05	SPC	0.311565421	-0.26	0.059	-4.83	0.3	-0.011	-2.14

Tableau. III 23: Vérification des contraintes à l'ELS.

σ_{bc} (mpa)	σ'_{bc} (mpa)	Remarque	σ_{sc} (mpa)	σ'_{sc} (mpa)	Remarque
0.036	15	verifier	-1.59	201.64	verifier

coupe A-A

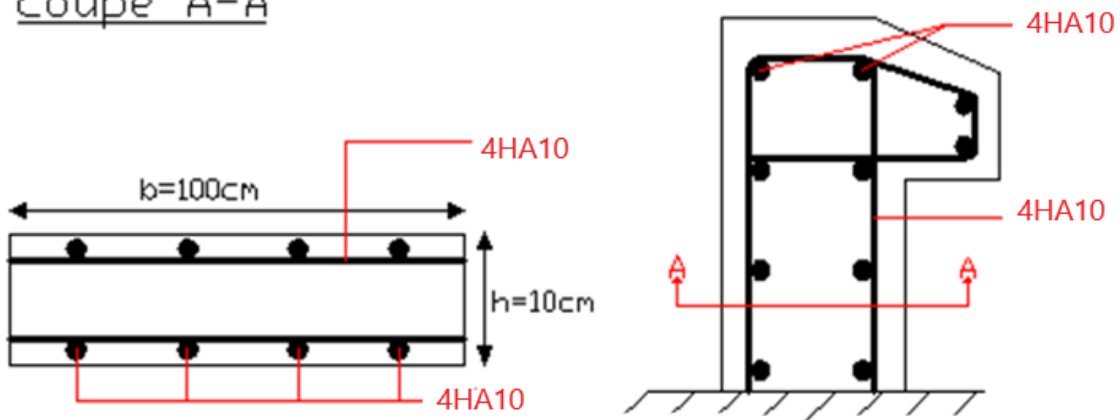


Figure. III. 9: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3 Etude des escaliers :

3.1 Etude des volets (1) et (3) :

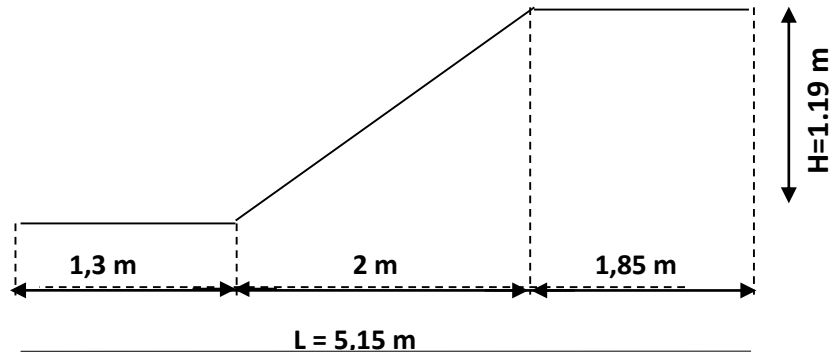


Figure. III. 10 : Schéma statique des volets (1) et (3).

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Tableau. III. 24: Evaluation des charges et surcharges.

Type	Palier	la volée
G	5.16 kn/m ²	10,23 kn/m ²
Q	2.5 kn/m ²	2.5 kn/m ²
ELU : q _u	10,71 kn/m	17,56 kn/m
ELS : q _s	7.66 kn/m	12,73 kn/m

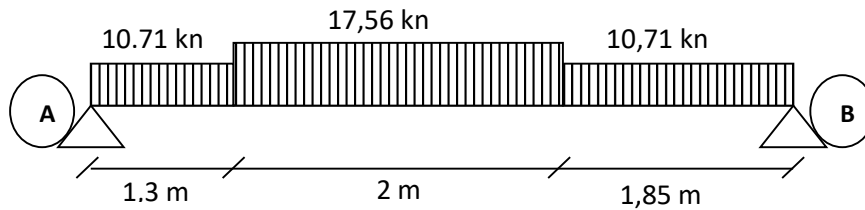


Figure. III. 11: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

L'escalier travail comme une dalle pleine à la flexion simple qui se repose sur 2 appuis alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux :

➤ Les réactions d'appuis :

Tableau. III. 25: Les réactions d'appuis.

Réactions	ELU	ELS
R _A (kn)	35,16	25,33
R _B (kn)	33,70	24,25

➤ Calcul des moments corrigés en travée et effort tranchant:

$M_t = 0.75 * M_0$

$M_a = -0.5 M_0$

Tableau. III. 26: Calcul des moments corrigés en travée et l'effort tranchant.

	M ₀ (kn.m)	M _t ^{max} (kn.m)	M _a ^{max} (kn.m)	V _u (kn)
ELU	49,51	37,13	-24,75	35,16
ELS	35,75	26,81	-17,87	

3.1.1 Ferrailage de l'escalier:

- le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section (b*h) = (b * e) =(1ml * 0,2m)
- fissurations peut nuisible (c= 2cm).

Tableau. III. 27: Les résultats du ferrailage de l'escalier.

	Zone	M _{tu} (kn.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St cm
Etage courant +RDC +sous-sol	Travée	37,15	0.08	0.105	0.172	6,19	2.17	6HA 12 =6.79	20
	appui	24,75	0.05	0.069	0.175	4,06	2.17	5HA12=5,65	25

❖ **Armatures de répartitions :**

Selon l'article (E. 8. 2. 41 du BAEL91) ; $A_r = \frac{A \text{ choisit}}{4}$

Tableau. III. 28: Le résultat des armatures de répartitions.

type	A _r	A _r choisit
travée	1,679 cm ²	5HA8 = 2.51 cm ²
appui	1,412 cm ²	3HA8 = 1.51 cm ²

➤ **Verification à L'ELU :**

1. Vérification au cisaillement : L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est

peu nuisible: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = 0,195\text{mpa} < \overline{\tau_u} = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification de l'espacement des armatures :

• **Armature longitudinales :**

Travée : St = 20 cm ≤ min (3e ; 33cm) = 33 cm **Condition vérifiée.**

Appui : St = 25 cm ≤ min (3e ; 33 cm)= 33 cm **Condition vérifiée.**

• **Armature de répartitions :**

$St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

3. Vérification des armatures longitudinales :

a. Appuis de rives :

$A_l \geq \gamma_s * \frac{V}{f_{e}} = 1,15 * \frac{35,16*10^3}{400} = 10,11\text{cm}^2$

$A_l = A_t + A_a^r = 6,79 + 5,65 = 12,44 \text{ cm}^2 > 10,11 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau. III. 29: Vérification des contraintes à l'ELS.

	position	M _{ser} (kn.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (mpa)	σ̄ _{bc} (mpa)	observation
Etage courant +RDC +sous-sol	travée	26,81	0,00011	0,03673	8,70	15	Vérifier
	appui	17,87	7,683*10 ⁻⁵	0,06006	6,99	15	Vérifier

✓ Vérification de la fleche:

1. $\frac{h_t}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20*M_0}\right) \Rightarrow \frac{20}{548} = 0,037 \geq 0,037 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2. $\frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3,77*10^{-3} \leq 5*10^{-3} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

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

3.2 Etude de la volée (2):

La volée (2) est une console.

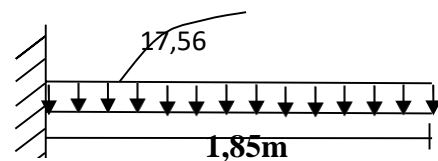


Figure. III 12: Schéma statique de la volée(2).

✓ Les combinaisons des charge : q_u = 17,56 kN/m, q_s = 12,73 kN/m.

✓ Les réactions d'appuis :

Tableau. III. 30: Les réactions d'appuis.

Réactions	ELU	ELS
R _A (kn)	35,16	25,33
M _A (kn.m)	30,04	21,78

✓ Calcul des sollicitations:

Tableau. III. 31: Résumé des résultats des moments et d'efforts tranchant.

M _u (kn.m)	M _s (kn.m)	V _u
- 30,04	- 21,78	32,48

❖ Ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinal :

Tableau. III. 32: Les résultats de calcul des armatures longitudinales.

Zone	M _u (kn.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A choisit (cm ² /ml)	St cm
appui	30,04	0,065	0,084	0,173	4,96	2,173	5HA12=5,56	20

- Calcul des armatures de repartitions :

$$A_r \geq \frac{5,56}{3} = 1,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 30 \text{ cm.}$$

➤ Vérification à L'ELU :

a- Vérification au cisaillement :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible. Talque :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = 0,180 \text{ mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de l'espacement des armatures :

- Armature longitudinales : S_t = 20 cm ≤ min (2e ; 25 cm) = 20 cm.
- Armature de répartitions : S_t = 30 cm ≤ min (3e ; 30 cm) = 30 cm.

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau. III. 33: Vérification des contraintes.

position	M_s (kn.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	observation
appui	21,78	0,00078	0,1035	2,890	15	Vérifier

✓ Verification de la fleche :

1. $\frac{ht}{L} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 \cdot M_0} \right) \Rightarrow \frac{20}{185} = 0,108 \geq 0,037 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
2. $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3,08 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

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

➤ Schéma de ferrailage des volées (1, 3) et (2) :

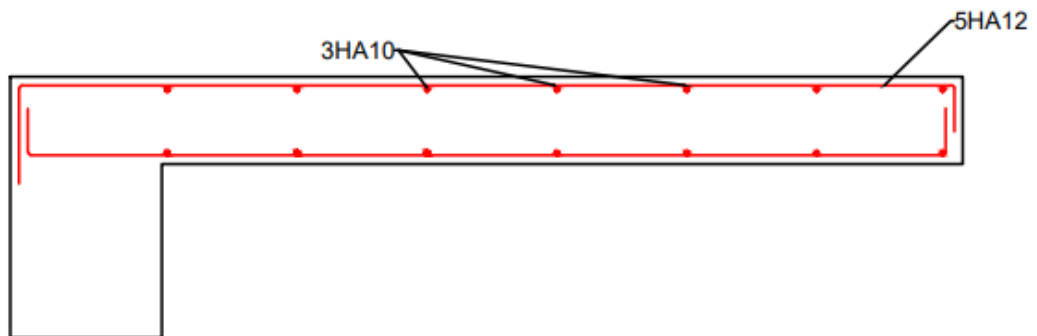


Figure. III. 13: Schéma de ferrailage de la volée (2).

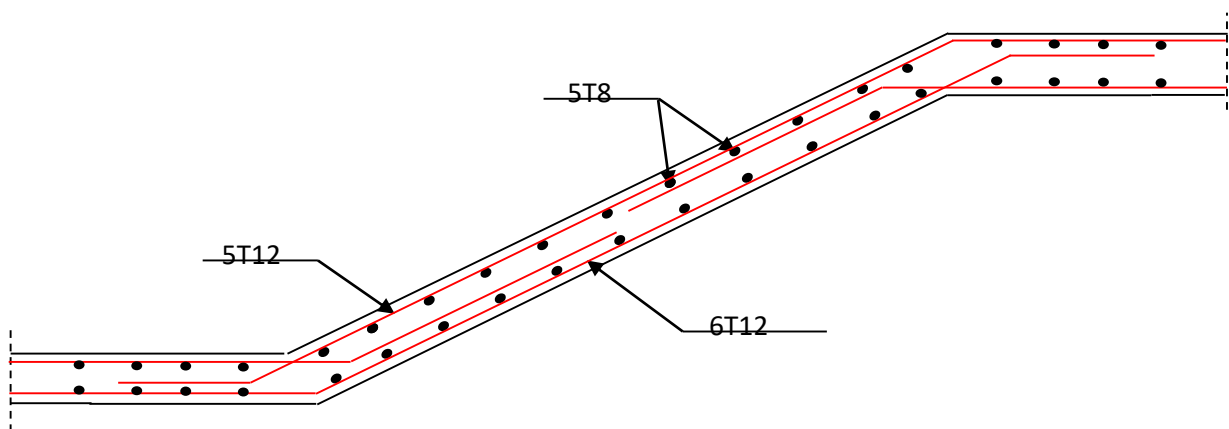


Figure. III. 14: Schéma de ferrailage des volets (1) et (3).

3.3 Calcul de la poutre brisé :

➤ Pré dimensionnement de la poutre brisé :

$$\frac{495-30}{15} \leq h \leq \frac{495-30}{10} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **h=40cm** et **b= 30cm** (cette condition n'est pas vérifier au cisaillement

⇒ On doit redimensionner la section pour h=60 cm et b=35 cm L=465 cm

✓ **Calcul des efforts internes par la méthode RDM :**

Poids propre de la poutre brisé : $P_0 = 0,6 * 0,35 * 25 = 5,25 \text{ kn/ml}$

Poids propre de la poutre incliné : $\text{tg } \alpha = 30^\circ \Rightarrow P_1 = 0,6 * 0,35 * 25 / \cos(30) = 6,06 \text{ kn/ml}$

Poids total de la poutre brisé: $P_t = 2P_0 + P_1 = 16,562 \text{ kn/ml}$

Poids du mur : $P_{\text{mur}} = 4,028 \text{ kn/ml}$

Les charge transmise par l'escalier : $R_{AG} = 18,63 \text{ kn/ml} \quad R_{AQ} = 6,7 \text{ kn/ml}$

✓ **Calcul des sollicitations :**

Tableau. III. 34: Calcul des sollicitations.

ELU :		ELS :	
q_u	$1.35 * (P_t + P_{\text{mur}} + R_{AG}) + 1,5 * R_{AQ} = 62,997 \text{ kn/ml}$	q_s	$(P_t + P_{\text{mur}} + R_{AG}) + R_{AQ} = 45,920 \text{ kn/ml}$
M_t^u	$q_u * L^2 / 24 = 56,756 \text{ kn.m}$	M_t^s	$q_s * L^2 / 24 = 41,371 \text{ kn.m}$
M_a^u	$q_u * L^2 / 12 = 113,513 \text{ kn.m}$	M_a^s	$q_s * L^2 / 12 = 82,742 \text{ kn.m}$

➤ Le ferrailage longitudinal :

Tableau. III. 35: Le résultat de calcul des armatures longitudinales.

Zone	M_u (kn.m)	U_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisis} (cm ²)
Travée	56,756	0,034	0,043	0,569	2,861	2,45	3HA 14 =4,62
appui	113,513	0,068	0,088	0,559	5,829	2,45	6HA14 =9,24

➤ Le ferrailage transversal :

On fixe $s_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On calcul $A_t \begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \end{cases}$

$A_t \geq 0,4 * b * s_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$

$A_t \geq [b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})] / 0,9f_e \Rightarrow A_t \geq 0,935 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$

$$A_t = \max [1 , 2] \rightarrow A_t^{Fs} = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement :** $V_u=35,16 \text{ kn}$

$$\tau_u = 0,173 \text{ mpa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Appuis de rives :**

$$A_l \geq \gamma_s * \frac{V}{f_e} = 1,15 * \frac{35,16 * 10^{-3}}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_t + A_a^r = 4,62 + 9,24 = 13,86 \text{ cm}^2 \geq 1,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes :**

Tableau. III. 36: Vérification des contraintes.

position	M_s (kn.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	observation
Travée	41,371	0,0068	0,2828	1,720	15	Vérifier
Appui	82,742	0,0085	0,3218	3,106	15	Vérifier

✓ **Vérification de la flèche:**

$$1- \frac{h_t}{L} \geq 1/16 \Rightarrow \frac{60}{465} = 0,129 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2,27 * 10^{-3} \leq 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Calcul à la torsion :**

$$M_{tor} = M_a * 1/2 = 24,74 * (4.65/2) = 57,52 \text{ kn.m}$$

$$e = \frac{\Phi}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \quad \Phi = \min(b; h) = 35 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.4,22 BAEL91})$$

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = (35 - 5,83) * (60 - 5,83) = 1580,14 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\tau}_{br} = \frac{M_{tor}}{2 * e * \Omega} = \frac{(57,52 * 10^{-3})}{(2 * 0,05 * 0,1580)} = 3,12 \text{ mpa} \quad (\text{Art A.5.4,21 BAEL91})$$

$$\tau_f = \frac{vu}{h \times d} = \frac{pu \times l}{2 \times h \times d} = \frac{(53,409 \times 10^{-3} \times 4,65)}{(2 \times 0,6 \times 0,58)} = 0,35 \text{ mpa} \quad (\text{h qui travaille à la torsion})$$

$$\tau_U = \sqrt{(\tau_f^2 + \tau_{tor}^2)} = \sqrt{(0,35^2 + 3,12^2)} = 3,13 \text{ mpa} < \tau_U = 4,34 \text{ mp} \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage a la torsion :**

A- Armatures longitudinal : on a : $U=2*(b+h)=2*(35+60)=190\text{cm}$: Périmètre de la section de la poutre brisé.

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{(57,52 \times 10^{-3} \times 1,90 \times 1,15)}{(2 \times 0,1580 \times 400)} = 9,94 \text{ cm}^2$$

B- Armatures transversal :

On fixe St suivant les règlements **RPA99/version 2003** : $St=20\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{(57,52 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15)}{(2 \times 0,1580 \times 400)} = 1,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage global :**

A- Armatures longitudinal:

$$\checkmark \text{ travée : } A_l = A_f^l + \frac{A^{l_{tor}}}{2} \Rightarrow 4,62 + \frac{9,94}{2} = 9,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ En appuis : } A_a = A_f^a + \frac{A^{a_{tor}}}{2} \Rightarrow 9,24 + \frac{9,94}{2} = 14,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}20 + 2\text{HA}20 = 15,7 \text{ cm}^2$$

B- Armatures transversal :

$$A_t = A_t^{\text{tor}} + A_t^{\text{FS}} = 1,04 + 1,2 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier } \emptyset 10 \rightarrow 4\emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{chaque } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Schema de ferrillage:**

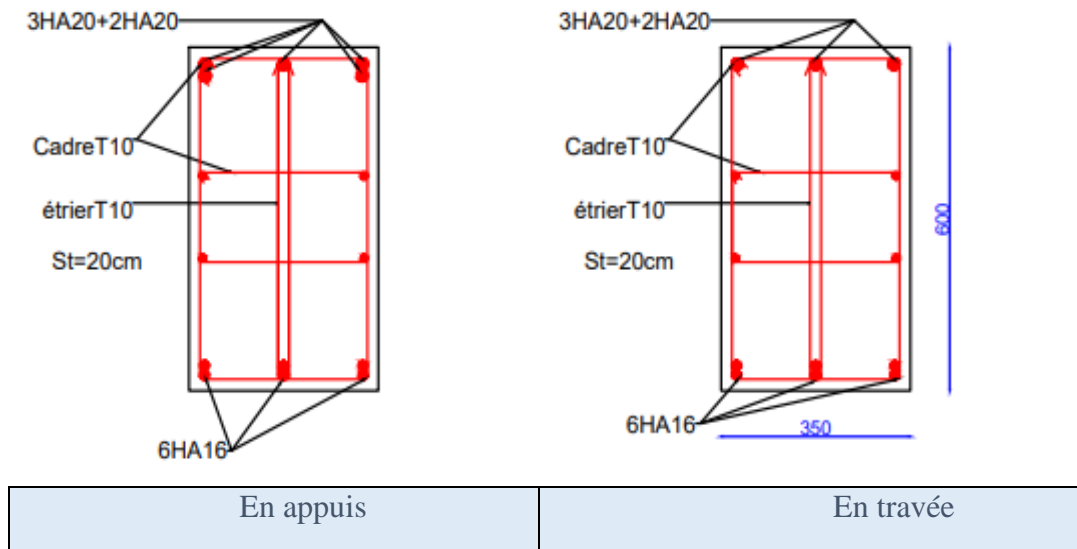


Figure. III. 15: Schéma de ferrillage de la poutre brisée.

4 La poutre de chaînage :

- Poids propre : $P_0 = 25 * 0,2 * 0,3 = 1,5 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur : $P_{\text{mur}} = 4,028 \text{ kn/ml}$
- Longueur : $L = 4,95 \text{ m}$ (la plus défavorable)

✓ Calcul des sollicitations :

Tableau. III. 37: Calcul des sollicitations.

q_u	$1.35 * (P_0 + P_{\text{mur}}) = 7,46 \text{ kn/ml}$		
q_s	$P_0 + P_{\text{mur}} = 5,528 \text{ kn/ml}$		
M_{0U}	$q_u * L^2 / 8 = 22,85 \text{ kn.m}$	M_t^u	$0,75 * M_{0U} = 17,142 \text{ kn.m}$
		M_a^u	$-0,5 * M_{0U} = -11,428 \text{ kn.m}$
M_{0S}	$q_s * L^2 / 8 = 16,93 \text{ kn.m}$	M_t^s	$0,75 * M_{0S} = 12,698 \text{ kn.m}$
		M_a^s	$-0,5 * M_{0S} = -8,465 \text{ kn.m}$
V_U	$q_u * L / 2 = 18,47 \text{ kn}$		

➤ Le ferrailage longitudinal :

Tableau. III. 38: Le résultat de calcul des armatures longitudinales.

Zone	M _u (kn.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisis} (cm ²)
Travée	17,142	0,076	0,100	0,268	1,829	0,676	3HA10 =2,36 cm ²
appui	-11,428	0,051	0,065	0,272	1,202	0,676	3HA10 =2,36 cm ²

➤ Le ferrailage transversal :

On fixe s_t = 20 cm ⇒ On calcul A_t $\begin{cases} t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq 0,4 * b * s_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_t \geq [b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})] / 0,9f_e \Rightarrow A_t \geq 0,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_t = \max [1 , 2] \rightarrow A_t^{Fs} = 0,4 \text{ cm}^2 \text{ soit un étrier } \emptyset 8 + \text{ un cadre } \emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ Verification a L'ELU :

✓ Vérification au cisaillement : V_u=35,16 kn

$$\tau_u = 0,329 \text{ mpa} < \overline{\tau}_v = 3,33 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à L'ELS :

✓ Vérification des contraintes :

Tableau. III. 39: Vérification des contraintes de béton.

position	M _s (kn.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (mpa)	σ̄ _{bc} (mpa)	observation
Travée	12,698	0,00083	0,1973	3,997	15	Vérifier
Appui	8,465	0,00095	0,2144	1,891	15	Vérifier

✓ Verification de la fleche:

$$1- \frac{h_t}{L} \geq 1/16 \Rightarrow \frac{30}{495} = 0,062 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{b*d} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 4,21 * 10^{-3} \leq 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3- L < 8 \text{ m} \Rightarrow 4,95 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Schema de ferrailage:**

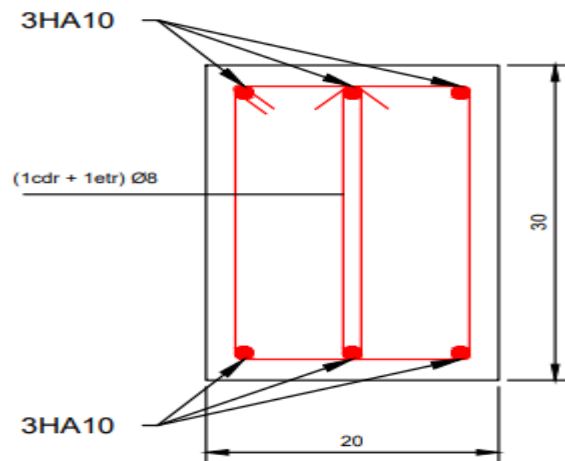


Figure. III. 16: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en travée et en appui

5 Étude de l'ascenseur :

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

➤ Les caractéristiques :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, Dont ses caractéristiques sont:

Nombres de personnes	8
P_p : charge Nominale	6,3 kn
P_m : charge dû à l'ascenseur	15 kn
D_m : charge dû a la salle des machines	51 kn
F_c : charge du à la cuvette	145 kn
l : Largeur de l'ascenseur	172 cm
L : Longueur de l'ascenseur	215 cm
H ; Hauteur de l'ascenseur	200 cm
V : vitesse	1,6 m/s

$$P = P_p + P_m + D_m = 72,3 \text{ kn}$$

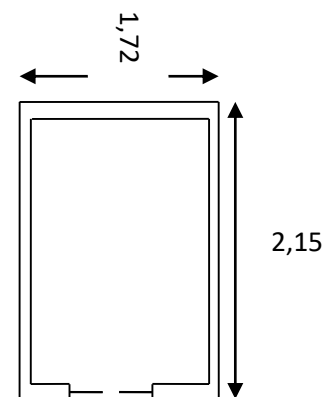


Figure.III.17:La cage d'ascenseur.

➤ Etude de la dalle pleine du locale des machines au dernier niveau :

a- Évaluation des charges et surcharge

$$S = 1,72 * 2,15 = 3,698 \text{ m}^2$$

$$\rho = 0,8 < 0,4 \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

$$G_1 = 25 \cdot 0,2 = 5 \text{ kn/m}^2 \quad ; \quad G_2 = 25 \cdot 0,05 = 1,25 \text{ kn/m}^2$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5 + 1,25 = 6,25 \text{ kn/m}^2$$

$$G = \frac{Fc}{s} = \frac{145}{3,69} = 39,29 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{tot} = G' + G = 6,25 + 39,29 = 45,56 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

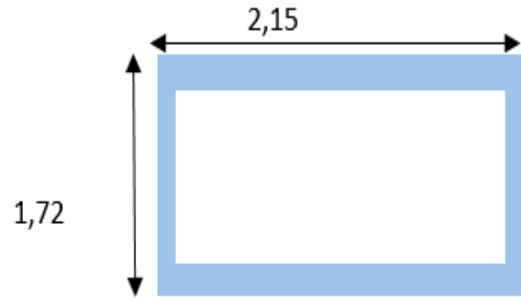


Figure. III. 18: La dalle pleine du Locle des machines.

b- Calcul des charge:

P_u	$= 1,35G_{tot} + 1,5 \cdot Q = 63 \text{ kn/m}^2$	P_s	$= G_{tot} + Q = 45,56 + 1 = 46,56 \text{ kn/m}^2$
-------	---	-------	--

c- Par annexe 2 :

Tableau. III. 40: Donnée de la dalle pleine (Annexe II).

Elément	Lx	Ly	ρ	ELU		ELS	
				x μ	y μ	x μ	y μ
D _{plin}	1,72	2,15	0,8	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111

d- Par annexe :

$M_{0x} = \mu_x M_x$	$= 0,0561 \cdot 63 \cdot (1,72)^2 = 10,456 \text{ kn.m}$	$M_{0y} = \mu_y M_x$	$= 0,5959 \cdot 10,456 = 6,231 \text{ kn.m}$
----------------------	--	----------------------	--

➤ Calcul des moments :

a- En travée :

Sens x-x	Sens y-y
$M_t^x = 0,75M_{0x} = 7,842 \text{ kn.m}$	$M_t^y = 0,75M_{0y} = 4,673 \text{ kn.m}$

b- En appuis de rives et appuis intermédiaires :

$$M_a^x = -0,5M_{0x} = - 5,228 \text{ kn.m} \quad M_a^y = -0,5M_{0y} = -3,115 \text{ kn.m}$$

➤ Ferrailage:

Tableau. III. 41: Le ferrailage des armatures longitudinales.

position	M _t (kn.m)	M _a (kn.m)	A _{min} (cm ² /ml)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	7,842	5,228	1,76	1,263	0,839	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	4,673	3,115	1,6	0,750	0,499	4T10=3.14	4T10=3.14

a- Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x}' : S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y}' : S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{v_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_U} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 36,123 \text{ kn} \\ V_y = 48,379 \text{ kn} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 0,26 \text{ mpa} < \overline{\tau_U} = 1,25 \text{ mpa} \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Verification a L'ELS :** on a : $P_s=46,61 \text{ kn/m}^2$

a- Calcul des moments :

✓ En travée :

$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$	$=0,0628 \cdot 46,61 \cdot (1,72)^2 = 8,650$ kn.m	$M_{0y} = \mu_y M_x$	$=0,7111 \cdot 8,650 = 6,151 \text{ kn.m}$
Sens x-x		Sens y-y	
$M_t^x = 6,487 \text{ kn.m}$		$M_t^y = 4,613 \text{ kn.m}$	

✓ En appuis de rives et intermédiaire :

$$M_a^x = -4,325 \text{ kn.m}$$

$$M_a^y = -3,075 \text{ kn.m}$$

b- Verification des contraintes :

Tableau. III. 42: Vérification des contraintes de béton.

Sens		$M_{ser} \text{ (kn.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (mpa)}$	$\overline{\sigma_{bc}} \text{ (mpa)}$	observation
Travée	x-x'	6,487	0,0474	0,00018	1,666	15	vérifier
	y-y'	4,613	0,0474	0,00018	1,185	15	vérifier
Appuis	x-x'	4,325	0,0405	0,00013	1,281	15	vérifier
	y-y'	3,075	0,0405	0,00013	0,911	15	vérifier

c- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{172} = 0,116 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{172} = 0,116 > \frac{6,487}{10 \cdot 8,650} = 0,074 \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

D'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

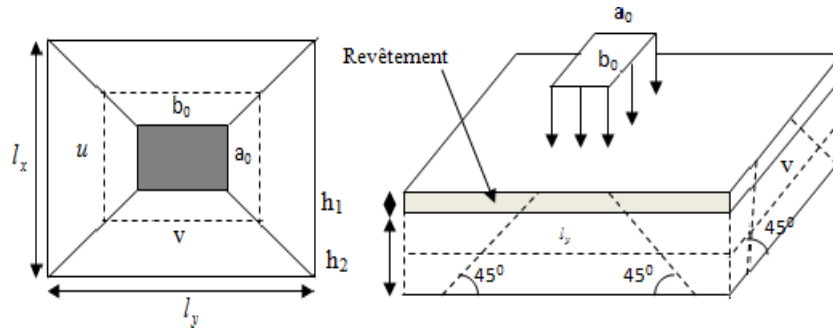


Figure. III. 19: Schéma représentant la surface d'impact.

➤ **Schema de ferrailage :**

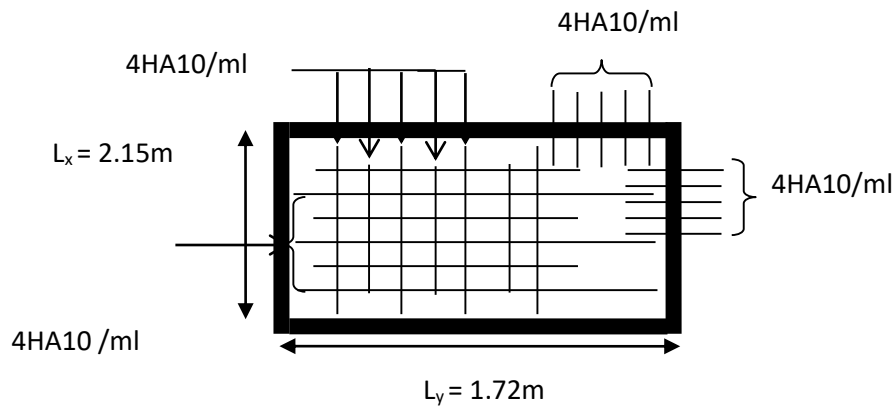


Figure. III. 20: Schéma de ferrailage de la dalle pleine du locale des machines.

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement de sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Lors d'un séisme, les constructions se comportent comme une console encastres à la base. Les sollicitations sismique, s'appliquent comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Le but de ce chapitre va nous permettre de prévoir le comportement de notre structure vis-à-vis d'un séisme en fonction du système de contreventement choisit.

1 Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir: la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Ce logiciel (**ETABS V18**) qui se base sur le MEF méthode des éléments finis permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

2 Méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

2.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

2.2 Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

3 Spectre de réponse de calcul :

C'est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique, dans cette méthode, on cherche pour chaque mode la vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés pour obtenir le répons total de la structure.

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

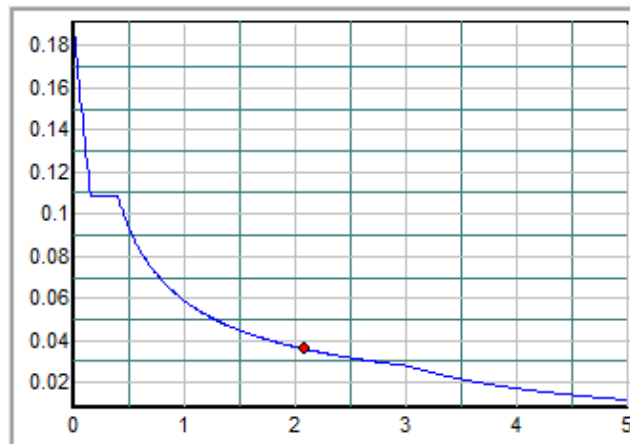


Figure. IV. 1: spectre de repense sens (xx) et (yy).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-13)}$$

4 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique:

L'effort sismique équivalente « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

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

Avec: A: Coefficient d'accélération de zone

(Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.)

Dans notre cas:

- ✓ Groupe d'usage : groupe 2
 - ✓ La zone sismique : zone IIa
-
- A=0,15**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

Sa valeur est donnée par le (tableau «4-3» du RPA99 page 38) en fonction du système de contreventement et (R=5 donc le cas de portique auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide).

Q : Le facteur de qualité est fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003**

(Formule4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Et Les valeurs à retenir sont dans la table

Tableau. IV. 1: Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	oui	0
4	Régularité en elevation	non	0,05	non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôles d'exécution	oui	0	oui	0

Donc : $Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1.05$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots \dots \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_1 et T_2 période caractéristique associées à la catégorie du site

On a un site ferme : **S2** \rightarrow $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T_2 = 0,4 \text{ (s)} \end{cases}$ $\dots \dots \dots$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, et du type des remplissages « **RPA99 (Tableau 4-2)** ».

Remarque : vu la non disponibilité de ξ pour les constructions d'amortissement mixte nous proposons de prendre la moyenne entre le contreventement par portique et entièrement voile

$$\xi = (10+7)/2$$

Pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \xi = 0,7 \%$

$$\text{On a : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \rightarrow \quad \eta = 0.88$$

❖ Calcul de la période fondamentale de la structure :

h_n : Hauteur total $h_n = 27.54 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage $\rightarrow C_T = 0,05$

$$\text{On a : } T = C_T h_n^{3/4} \quad \rightarrow \quad T = 0.050 * (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ s}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24,58 \text{ m} \quad , \quad L_y = 35,51 \text{ m}$$

$$T_{xy} = \frac{0,09 * h_n}{\sqrt{L_{xy}}}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0,414 \text{ s} \\ T_y = 0,496 \text{ s} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T) = 0,414 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y; T) = 0,496 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

$$\rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car : } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1,82 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1,92 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{(em)x} = 1,3 * 0,414 = 0,54 \text{ s} \\ T_{(em)y} = 1,3 * 0,496 = 0,64 \text{ s} \end{cases}$$

D'après selon le RPA99/2003 :

Estimation de la période empirique? $T \leq 1,3 T_{emp}$

Quelle période T utilisée pour le calcul de D (et donc de V) ?

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de VMSE

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

La force sismique totale à la base de la structure est: $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ **RPA99/2003**

(Formule 4-13)

W : Poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (formule 4.7)}$$

w_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA99/2003 (tableau 4.5).

à usage hotel	0.2
---------------	-----

$\beta = 0.80$: Pour des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.

❖ A partir de logiciel ETABS2016 on déduit que : $w = 86463,7561 \text{ kn}$.

La force sismique totale à la Base de la structure : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{xst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1,05 \times 86463,7561}{5} = 4956,9614 \text{ kn}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,92 \times 1,05 \times 86463,7561}{5} = 5229,3279 \text{ kn}$$

5 Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs assai de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représentée ci –dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un modèle avec une torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/V2003.

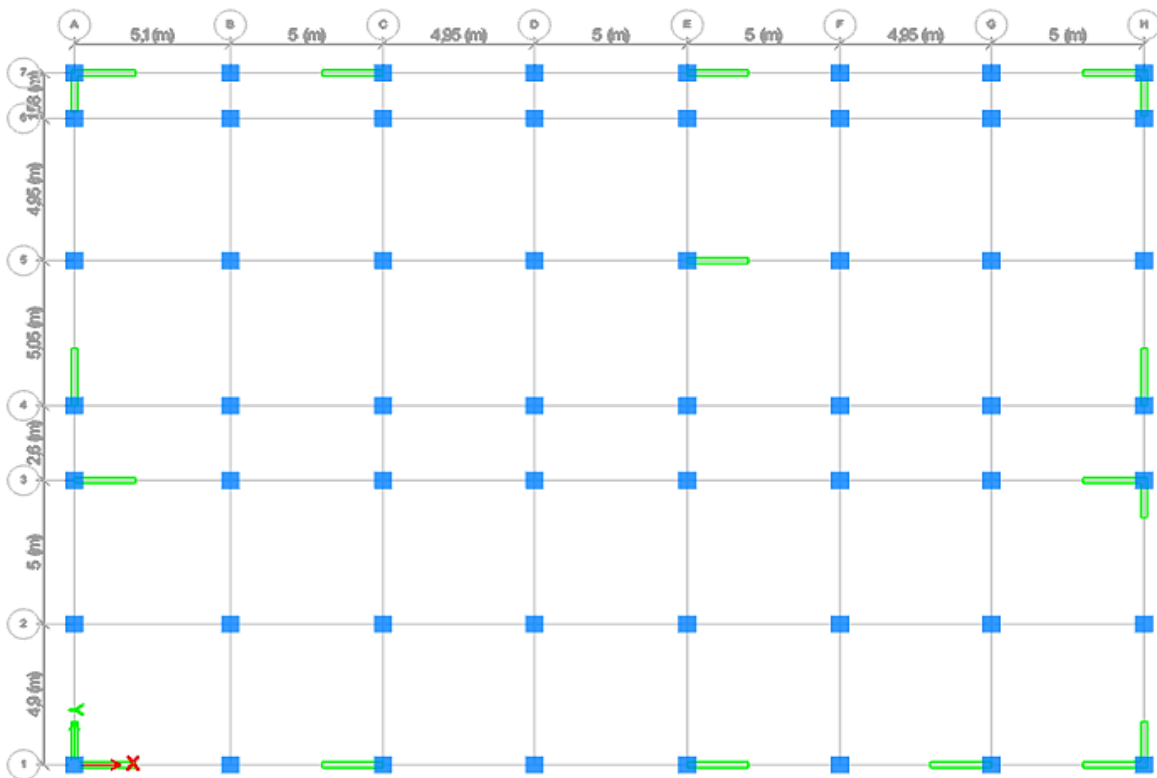


Figure. IV. 2:Disposition des voiles de contreventement.

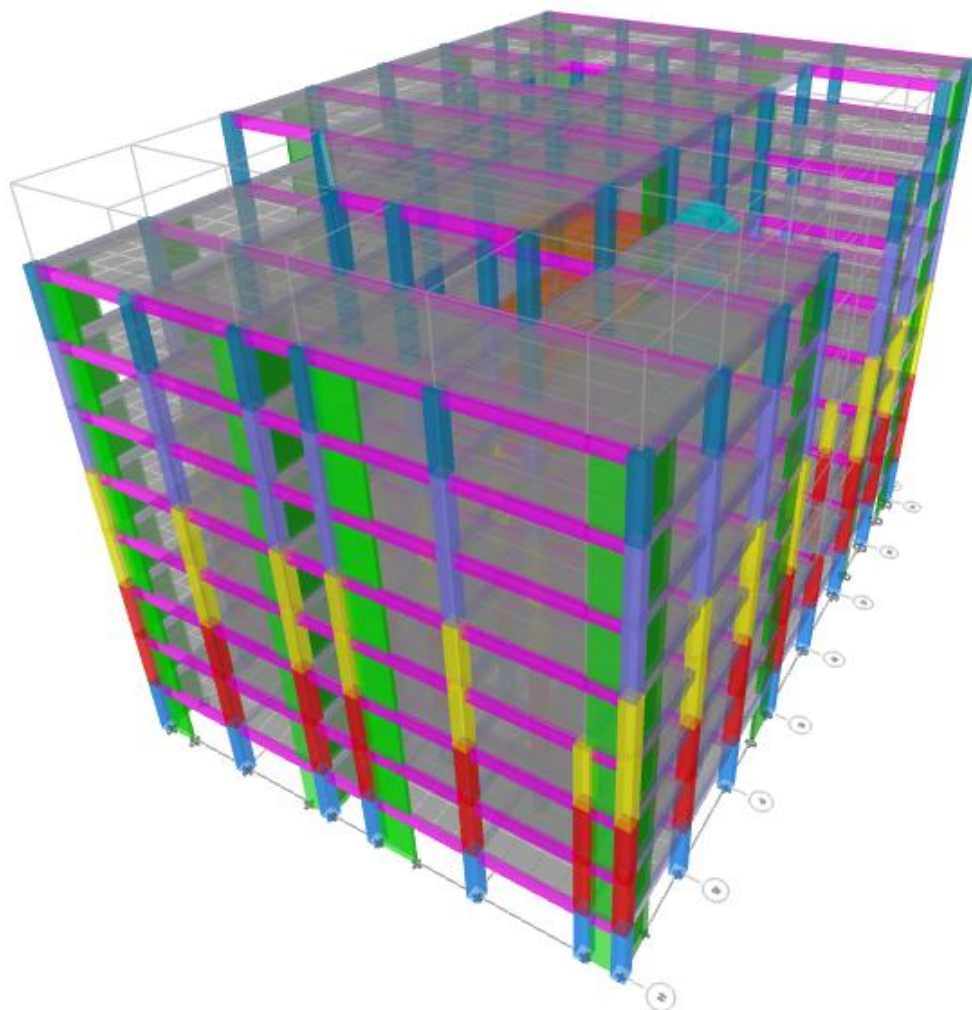


Figure. IV. 3 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 2018.

6 Les résultats de la modélisation

Les résultats obtenus suite à l'analyse dynamique effectuée sur le logiciel " ETABS " sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 2 : Période et taux de participation massique de la structure.

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
		sec				
Modal	1	0.799	0.0002	0.7279	0.0002	0.7279
Modal	2	0.643	0.7293	0.0002	0.7295	0.7281
Modal	3	0.568	0.0006	0.0044	0.7301	0.7326
Modal	4	0.251	0.0001	0.1291	0.7302	0.8617
Modal	5	0.196	0.1324	0.0002	0.8626	0.8619
Modal	6	0.17	0.001	0.0011	0.8636	0.863
Modal	7	0.131	0.00001046	0.0516	0.8636	0.9146
Modal	8	0.109	0.000001391	0.0003	0.8636	0.9149
Modal	9	0.107	0.00004696	6.438E-07	0.8637	0.9149
Modal	10	0.103	0.00001614	0.0001	0.8637	0.915
Modal	11	0.103	0.0002	0.00001926	0.8639	0.915
Modal	12	0.099	0.0534	0.0002	0.9172	0.9152

Le comportement de la structure lors des trois premiers modes est représenté dans les figures suivantes :

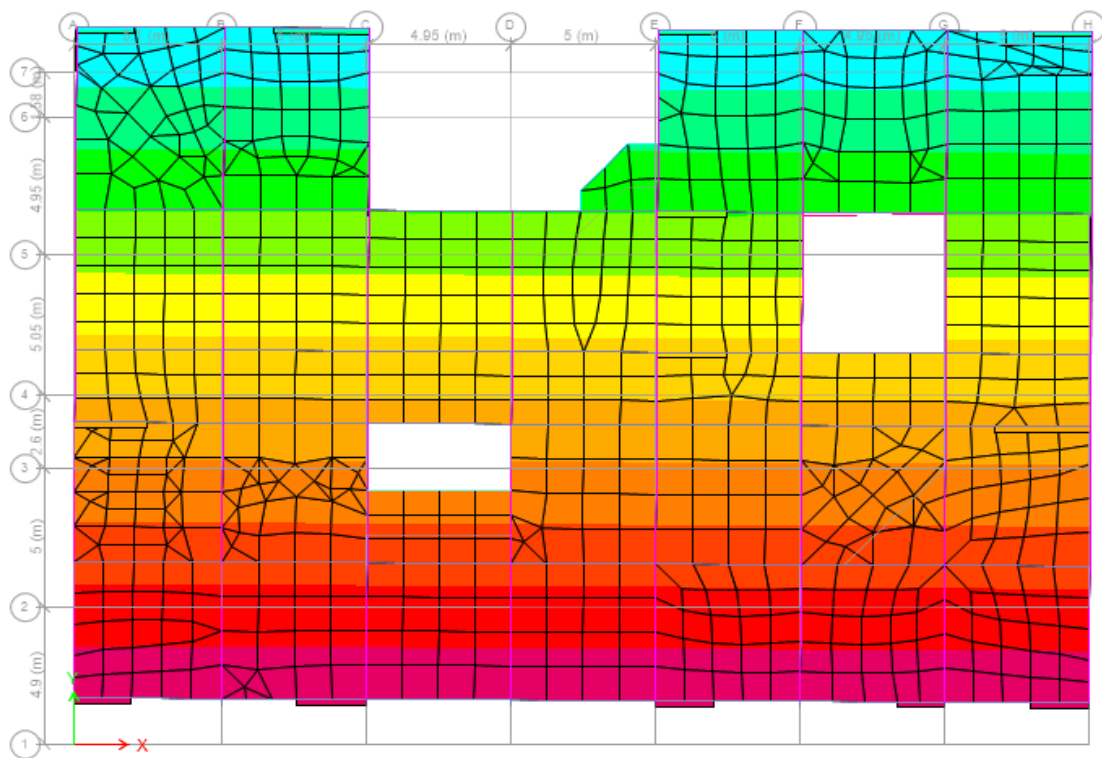


Figure. IV. 4:(mode 1) translation autour de l'axe (yy).

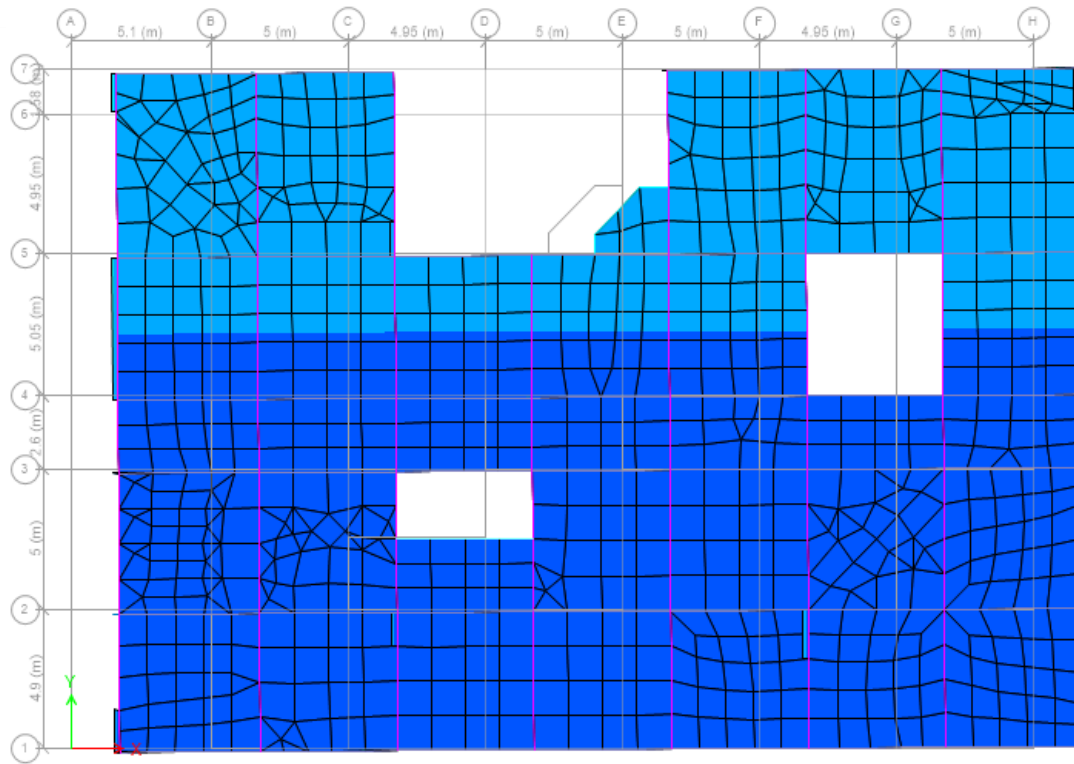


Figure. IV. 5: (mode 2) translation autour de l'axe (xx).

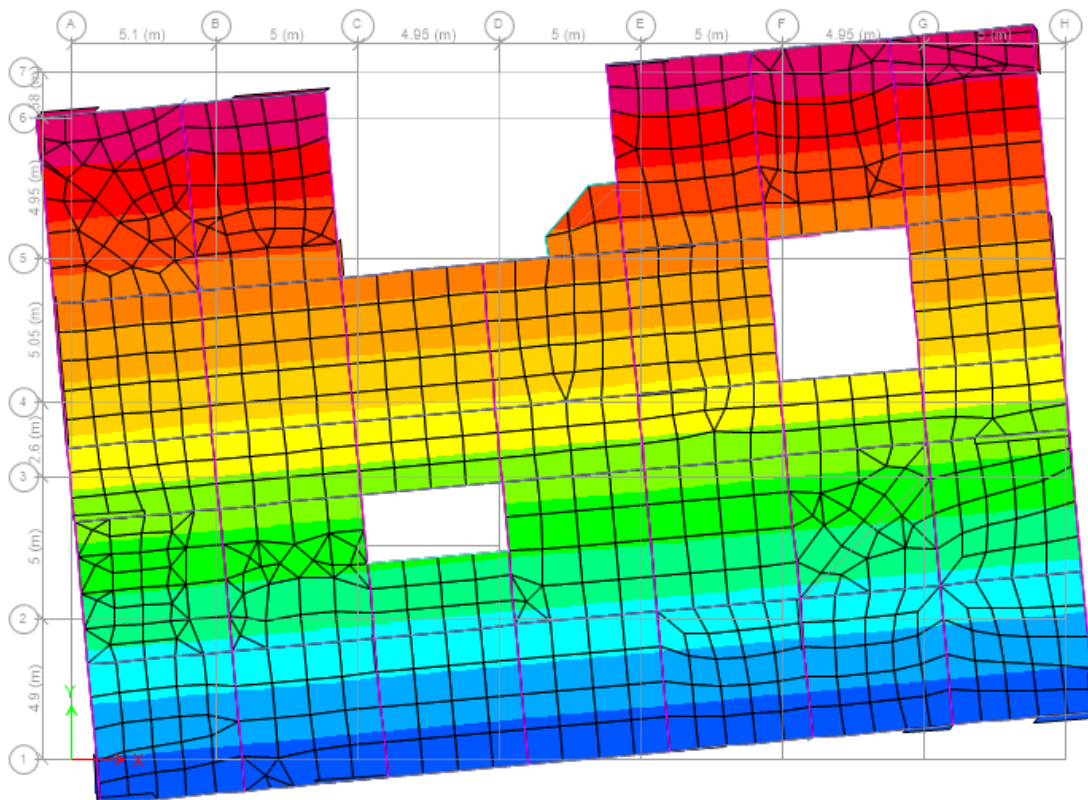


Figure. IV. 6: (mode 3) rotation autour de l'axe (zz).

7 Vérification de résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (RPA/99art 4.3.6) :

Doit vérifier : $v_{dynamique} \geq 0.8v_{statique}$ et cela dans les deux sens

Tableau. IV. 3 : Vérification de l'effort sismique à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	3937,2563	3965,5737	Non vérifié
Suivant Y-Y	3461,2688	4183,4623	Non vérifié
Solution			
Suivant X-X	On a augmenté tous les paramètres de réponse (force, déplacement ; moment...) dans le rapport $\frac{0,8V_{st}^x}{V_{dyn}^x} = 1,05$ (Art 4.3.6 RPA99 V2003)		
Suivant Y-Y	$\frac{0,8V_{st}^y}{V_{dyn}^y} = 1,25$		

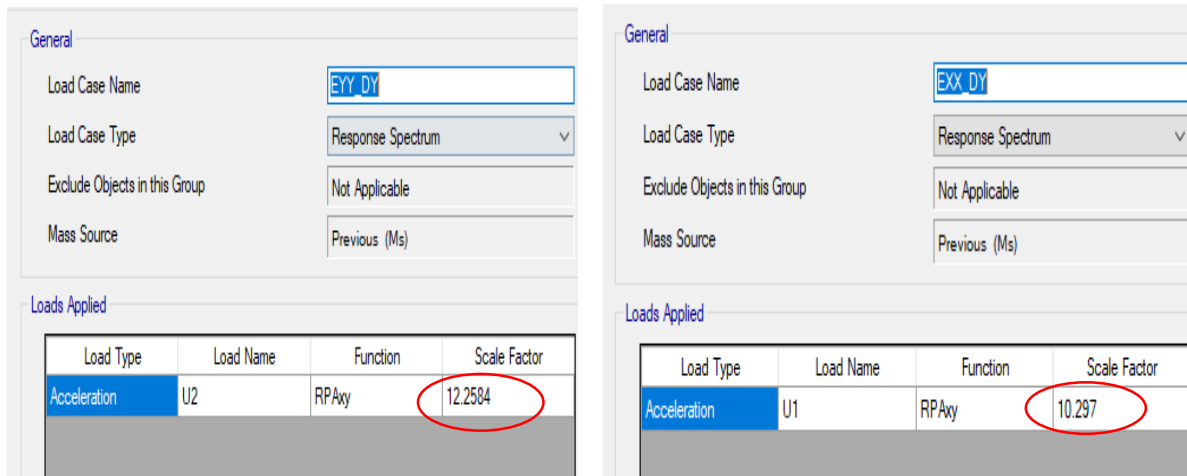


Figure. IV. 7: Amplification des paramètres de repense pour les deux sens X et Y.

Les valeurs obtenues après amplification des paramètres de réponse :

Tableau. IV. 4: Vérification de la résultante des forces sismiques a la base après l'amplification des paramètres de repense.

Force sismique a la base	$V_{(dyn)}$ (kn)	$0,8V_{st}$ (kn)	Observation
Suivant X-X	4135,0135	3965,5737	Vérifier.
Suivant Y-Y	4327,8826	4183,4623	Vérifier.

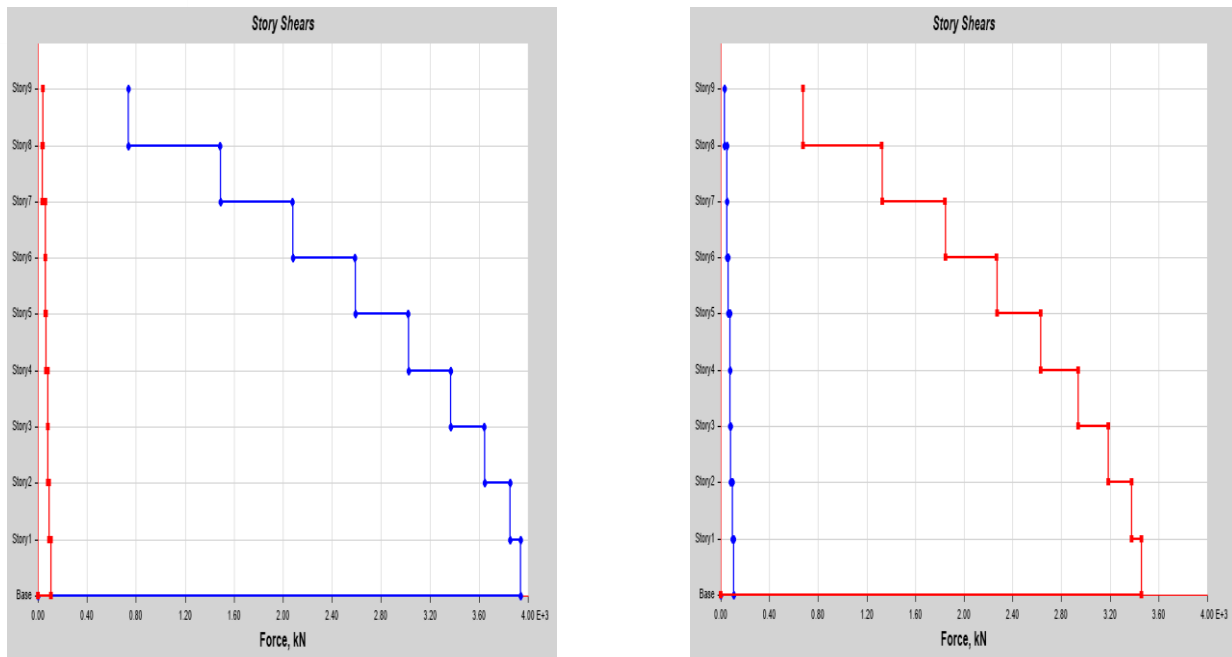


Figure. IV. 8 Diagrammes des efforts tranchants des deux sens (X .Y) de chaque étages.

7.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques :

Pour la justification de l'interaction voiles portique le RPA99/2003 (Art3.4.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

a)-Sous charges vertical

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau :

Tableau. IV. 5 Vérification de l'interaction sous charge verticale.

Niveau	$\sum F_p (KN)$	$\sum F_v (KN)$	P (%)	V (%)	observation
Niv 01	-88865,815	-17894,181	83,2388709	16,7611291	Vérifier
Niv 02	-77906,119	-15828,62	83,1133901	16,8866099	Vérifier
Niv 03	-66759,735	-13953,748	82,711999	17,288001	Vérifier
Niv 04	-56576,425	-11988,601	82,5149913	17,4850087	Vérifier
Niv 05	-46077,322	-10339,248	81,6733841	18,3266159	Vérifier
Niv 06	-36055,36	-8472,4833	80,9726169	19,0273831	Vérifier
Niv 07	-26667,574	-6163,4714	81,2266975	18,7733025	Vérifier
Niv 08	-17091,568	-4020,0347	80,9581739	19,0418261	Vérifier
Niv 09	-7398,7849	-1452,1302	83,5934456	16,4065544	Vérifier

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

b)-Sous charges horizontaux :

RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ Les voiles doivent reprendre 75% des sollicitations.
- ✓ Les portiques doivent reprendre 25% des sollicitations.

Tableau. IV. 6 : Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Niveau	$\sum F_p (KN)$	$\sum F_v (KN)$	P (%)	V (%)	Observation	$\sum F_p (KN)$	$\sum F_v (KN)$	P (%)	V (%)	Observation
Niv 01	1189,8525	2748,1406	30,2146924	69,7853076	Vérifier	1599,8902	1862,0271	46,2139925	53,7860075	Vérifier
Niv 02	1658,3061	2199,3025	42,9879304	57,0120696	Vérifier	1990,3951	1392,4482	58,8379338	41,1620662	Vérifier
Niv 03	1776,076	1872,2476	48,6819755	51,3180245	Vérifier	2057,2976	1990,3951	50,8264276	49,1735724	Vérifier
Niv 04	1843,5016	1530,2485	54,642506	45,357494	Vérifier	2102,6828	842,6936	71,389273	28,610727	Vérifier
Niv 05	1636,5058	1392,7476	54,0234039	45,9765961	Vérifier	1793,3449	844,9377	67,9739502	32,0260498	Vérifier
Niv 06	1296,4138	1300,1931	49,9272262	50,0727738	Vérifier	1418,4197	857,8934	62,3121529	37,6878471	Vérifier
Niv 07	1175,5142	914,1245	56,2544233	43,7455767	Vérifier	1251,5285	609,4068	67,2526605	32,7473395	Vérifier
Niv 08	1002,6872	539,3891	65,0218929	34,9781071	Vérifier	1032,0542	349,7082	74,6911481	25,3088519	Vérifier
Niv 09	696,9231	211,4983	76,7180408	23,2819592	Vérifier	685,5407	91,5628	88,2174253	11,7825747	Non Vérifier

Remarque : dans notre cas le dernier niveau contient trois voiles qui travaille dans le sens Y, Car tous les autres voiles disposer dans ce sens s'arrête au 8^{eme} niveau.

Le dernier niveau (9^{eme}) c'est décrocher de la moitié de la structure.

7.3 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $\gamma = \frac{N_d}{(B \times f_{c28})} \leq 0,3 \dots$ RPA99/2003 (Article 7.4.3.1)

Tableau. IV. 7 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	poteau	b (cm)	h (cm)	S (cm ²)	Combinaisons	N (kn)	γ	Observation
RDC	C47	60	60	3600	G+Q+Exx dyn min	3202,6134	0,03558459	Vérifier
E1	C47	60	60	3600	G+Q+Exx dyn min	2849,4268	0,0316603	Vérifier
E2	C47	60	60	3600	G+Q+Exx dyn min	2484,9197	0,02761022	Vérifier
E3	C12	60	60	3600	G+Q+Eyy dyn min	2129,4309	0,02366034	Vérifier
E4	C12	60	60	3600	G+Q+Eyy dyn min	1814,0667	0,0201563	Vérifier
E5	C12	55	55	3025	G+Q+Eyy dyn min	1433,7325	0,01895845	Vérifier
E6	C12	55	55	3025	G+Q+Eyy dyn min	1063,7589	0,01406623	Vérifier
E7	C12	55	55	3025	G+Q+Eyy dyn min	698,9008	0,00924166	Vérifier
E8	C30	55	55	3025	G+Q+Exx dyn min	367,7056	0,00486222	Vérifier

On remarque que le rapport γ ne dépasse pas la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

7.4 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99/2003 (Art 5.10)**, 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad ; \quad \delta_k = R + \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art4.4.3)**

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau. IV. 8: Vérification des déplacements dans le sens X.

SENS XX						$\frac{\Delta_k}{h_k} (\%)$
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	Δ_k	$h_k(m)$	
9	0.010163	5	0.050815	0.00421	3.06	0.00137582
8	0.009321	5	0.046605	0.00515	3.06	0.00168301
7	0.008291	5	0.041455	0.00599	3.06	0.00195752
6	0.007093	5	0.035465	0.00675	3.06	0.00220588
5	0.005743	5	0.028715	0.007115	3.06	0.00232516
4	0.00432	5	0.0216	0.007095	3.06	0.00231863
3	0.002901	5	0.014505	0.006645	3.06	0.00217157
2	0.001572	5	0.00786	0.0053	3.06	0.00173203
1	0.000512	5	0.00256	0.00256	3.06	0.0008366

Tableau. IV. 9 : Vérification des déplacements dans le sens Y.

SENS YY						$\frac{\Delta_k}{h_k} (\%)$
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	Δ_k	$h_k(m)$	
9	0.014072	5	0.07036	0.00529	3.06	0.00172876
8	0.013014	5	0.06507	0.006725	3.06	0.00219771
7	0.011669	5	0.058345	0.00825	3.06	0.00269608
6	0.010019	5	0.050095	0.009535	3.06	0.00311601
5	0.008112	5	0.04056	0.010015	3.06	0.00327288
4	0.006109	5	0.030545	0.0099	3.06	0.00323529
3	0.004129	5	0.020645	0.009305	3.06	0.00304085
2	0.002268	5	0.01134	0.007575	3.06	0.00247549
1	0.000753	5	0.003765	0.003765	3.06	0.00123039

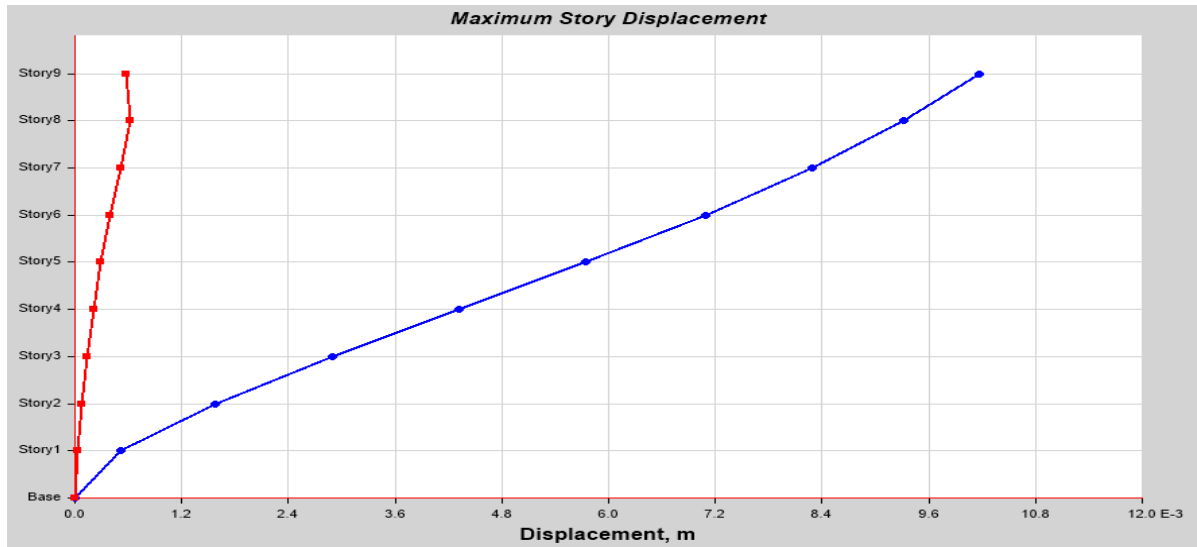


Figure. IV. 9 Diagramme des déplacements entre étage sur la hauteur d'étage du sens y.

7.5 Vérification des effets du second ordre (P-Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times D_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_n (w_{gi} + \beta w_{qi})$$

$$V_k = \sum_1^n k * fi : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Si 0.1 ≤ θ_k ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur 1/ (1-θ_k).

Si θ_k > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tableau. IV. 10 Résultats de vérification de l'effet (P- Δ) selon les deux sens X et Y.

Niveau	$P_k(kn)$	Sens x-x			Sens y-y			observation
		Δ_k/h_k	V_{kX}	θ_x	Δ_k/h_k	V_{ky}	θ_y	
9	7309,2072	0,00015287	738,6157	0,00151276	0,00019208	675,9812	0,00207696	Vérifier
8	17272,3526	0,00021038	1491,1601	0,00243682	0,00027471	1330,2434	0,00356698	Vérifier
7	26688,9687	0,00027965	2078,7075	0,00359042	0,00038515	1848,997	0,00555943	Vérifier
6	36096,5274	0,00036765	2590,8507	0,00512217	0,00051934	2272,6896	0,00824847	Vérifier
5	45696,0148	0,00046503	3022,8834	0,00702976	0,00065458	2633,2685	0,01135907	Vérifier
4	55555,2312	0,00057966	3370,1974	0,00955522	0,00080882	2941,2183	0,01527747	Vérifier
3	65414,4477	0,00072386	3645,4749	0,01298888	0,00101362	3187,9536	0,02079866	Vérifier
2	75937,1005	0,00086601	3852,7421	0,01706902	0,00123775	3378,3188	0,02782176	Vérifier
1	86463,7562	0,0008366	3937,2563	0,01837211	0,00123039	3461,2688	0,03073564	Vérifier

On remarque que les valeurs de Δ_k/h_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

Conclusion :

La disposition des voiles joue un rôle très important dans le système de contreventement. Afin d'équilibrer entre le critère de résistance et le critère économique, plusieurs variantes sur la disposition des voiles et les dimensions des éléments structuraux ont été effectué. Les dimensions finales optées dans notre étude pour satisfaire toutes les exigences du **RPA99/2003** sont données dans le tableau IV.11.

Tableau. IV. 11 Les dimensions optées.

Niveaux	RDC	E1	E2	E3	E 4	E5	E6	E7	E8
poteaux	(60*60)					(55*55)			
pp	(30*50)								
PS	(30*50)								
Voile	e=20 cm								

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles. Le but est de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé CBA93, RPA99/Version 2003 et le BAEL.

1 Etude des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, avec une fissuration préjudiciable, les armatures sont déterminées suivant

le couple de sollicitations suivantes:

$$\begin{array}{l}
 N_{max} \longrightarrow M_{corr} \\
 N_{min} \longrightarrow M_{corr} \quad A = \max (A_1 , A_2 , A_3) \\
 M_{max} \longrightarrow N_{corr}
 \end{array}$$

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitons selon Art 5.2 RPA99V2003 :

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \qquad \qquad \qquad \text{ELA: } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{cases} \\
 \text{ELS : } G+Q
 \end{array}$$

Les différentes sollicitations tirées directement depuis le logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables :

Tableau.V. 1: Sollicitations sous les différentes combinaisons des poteaux.

Niveaux	$N_{max} \longrightarrow M_{corr}$		$N_{min} \longrightarrow M_{corr}$		$M_{max} \longrightarrow N_{corr}$		Vmax			
	Nature	N (kn)	M (kn.m)	Nature	N (kn)	M (kn.m)		Nature	M (kn.m)	N (kn)
RDC	ELU	-4313.89	9.51	SIS	774.2	13.34	SIS	106.58	-769.35	130.54
E1	ELU	-3831.6	27.61	SIS	409.78	25.65	SIS	199.42	-284.57	203.07
E2	ELU	-3369.3	32.13	SIS	135.06	29.61	SIS	161.53	-2066.26	252.18
E3	ELU	-2916.63	42.58	SIS	20.75	47.85	SIS	198.71	-333.17	267.2
E4	ELU	-2476.65	23.97	SIS	-88.51	9.1	SIS	173.67	-1505.38	270.72
E5	ELU	-1958.59	40.55	SIS	-39.63	20.59	ELU	161.18	-925.54	238.94
E6	ELU	-1453.6	27.47	SIS	53.09	17.98	ELU	151.67	-644.11	218.99
E7	ELU	-954.85	40.08	SIS	77.04	22.14	ELU	311.55	-307.53	200.59
E8	ELU	-510.76	20.41	SIS	72.93	50.53	ELU	189.28	-266.64	119.48

1.1 Ferrailage des poteaux :

1.1.1 Les armatures longitudinales :

- **Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.1**
 - ✓ Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence (HA), droites et sans crochets
 - ✓ Leur pourcentage (d'armatures) en zone sismique IIA est limité par :

$$A_{\min} = 0,8\% (b_1 \cdot h_1)$$

$$A_{\max} \begin{cases} 4\% (b_1 \cdot h_1) \rightarrow \text{Zone courante} \\ 6\% (b_1 \cdot h_1) \rightarrow \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$\varnothing l_{\min} = 12 \text{ mm}$$

$$l_{\min} = 40\varnothing l \quad (\text{Longueur minimale de recouvrement}).$$

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales si possible.

La zone nodale est définie par :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}) \end{cases}$$

- Avec
- $b_1 : h_1$: les dimensions de la section transversale du poteau.
 - h_e : la hauteur d'étage.
 - b et h : les dimensions de la section transversale de la poutre.

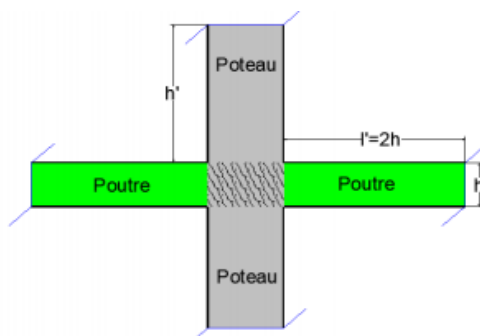


Figure. V. 1: Les dimensions de la zone nodale.

Tableau. V. 2: Les dimensions de la zone nodale.

Niveaux	$b_1 \times h_1 (\text{cm}^2)$	$b \times h (\text{cm}^2)$	l'	h' (m)
RDC	60×60	30 × 50	1	0.6
E1	60×60	30 × 50	1	0.6
E2	60×60	30 × 50	1	0.6
E3	60×60	30 × 50	1	0.6
E4	60×60	30 × 50	1	0.6
E5	55× 55	30 × 50	1	0.6
E6	55× 55	30 × 50	1	0.6
E7	55× 55	30 × 50	1	0.6
E8	55× 55	30 × 50	1	0.6

Tableau. V. 3 Les armatures longitudinales max et min dans les poteaux selon RPA99.

Niveau	La section (cm ²)	A_{\min}	A_{\max}	
			Zone courante	Zone recouvrement
RDC à E4	60x60	28.8	144	216
E5 à E8	55x55	24.2	121	181.5

Exemple de calcul du poteau RDC (60*60) :

$$N_{\max} = -4313,89 \text{ kn (compression)} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 9,51 \text{ kn.m (ELU)}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } e = 3 \text{ cm} \quad d = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15 ; \quad f_{bu} = 18.4783 \text{ mpa}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{9,51}{4313,89} = 0,002m \dots \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3m$$

Le centre de pression (C) est à l'intérieur de la section et (N) effort de compression \longrightarrow SPC
le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 9,51 + 4313,89 \times (0,57 - 0,3) = 1174,26 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1174,46 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,57^2 \times 14,2} = 0,424 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,766 ; \quad Z = 0,395 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1174,46 \times 10^{-3}}{0,395 \times 213,20} = 139,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{c1} = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 139,35 - \frac{4313,89 \times 10}{213,20} = -62,98 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min} = 774.2 \text{ kn} \rightarrow M_{\text{corr}} = 13.34 \text{ kn.m} \rightarrow A_{c2} = -0,49 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 106.58 \text{ kn.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = -769.35 \text{ kn} \rightarrow A_{c3} = -5,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{\min}$$

Le choix de ferrailage : $A_s = 28,8 \text{ cm}^2$ soit $A = 5\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{face}$

Le tableau qui suit résume le calcul à l'ELU du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage :

Tableau. V. 4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	La section (cm ²)		A_{min}^{RPA} (cm ²)	$A_{calculées}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
	b (cm)	h (cm)			
RDC (60x60)	60	60	28.8	0	8HA16 = 16.08/face
E1 (60x60)	60	60	28.8	0	8HA16 = 16.08/face
E2 (60x60)	60	60	28.8	0	8HA16 = 16.08/face
E3 (60x60)	60	60	28.8	0	8HA16 = 16.08/face
E4 (60x60)	60	60	28.8	0	8HA16 = 16.08/face
E5 (55x55)	55	55	24.2	0.47/face	8HA14 = 12.32/face
E6 (55x55)	55	55	24.2	1.58/face	8HA14 = 12.32/face
E7 (55x55)	55	55	24.2	2.09/face	8HA14 = 12.32/face
E8 (55x55)	55	55	24.2	3.48/face	8HA14 = 12.32/face

1.1.2 Les armatures transversales :

Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.1

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature. Transversale.

ϕ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture

Fragile (soudaine) par cisaillement.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et **b** : Les dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation considérée.

✓ Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : \quad S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_{lmin}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_{lmin} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_{t \min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $(x) = (x_0) + [(x_1) - f(x_0)] * (x-x_0) / (x_1-x)$

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ au minimum.

On se basant sur les résultats des efforts tranchants tirés directement d'ETABS, les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	ϕ	l_{min} (cm)	lf (m)	λ_g	V_u (kn)	$t_{zone-nodale}$ (cm)	$t_{zone-courante}$ (cm)	ρ_a	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	Nbr Barres $A_t^{optée}$ (cm ²)
RDC (60x60)	2	2.1	2.1	3.5	130.54	10	15	3.75	2.039	2.55	6HA10=4.71
E1 (60x60)	2	2.1	2.1	3.5	203.07	10	15	3.75	3.173	2.55	6HA10=4.71
E2 (60x60)	2	2.1	2.1	3.5	252.18	10	15	3.75	3.943	2.55	6HA10=4.71
E3 (60x60)	2	2.1	2.1	3.5	267.2	10	15	3.75	4.175	2.55	6HA10=4.71
E4 (60x60)	2	2.1	2.1	3.5	270.72	10	15	3.75	4.234	2.55	6HA10=4.71
E5 (55x55)	2	2.1	2.1	3.81	238.94	10	15	3.75	4.078	2.775	6HA10=4.71
E6 (55x55)	2	2.1	2.1	3.81	218.99	10	15	3.75	3.732	2.775	6HA10=4.71
E7 (55x55)	2	2.1	2.1	3.81	40.08	10	15	3.75	3.419	2.775	6HA10=4.71
E8 (55x55)	2	2.1	2.1	3.81	119.48	10	15	3.75	2.036	2.775	6HA10=4.71

1.2 Vérifications relatives aux poteaux :

1.2.1 Vérification des armatures transversales :

Selon l'article **A.7.1.3 CBA93** le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau. V. 6: La vérification des armatures transversales.

Niveaux	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	ϕ_t	Observation
RDC (60x60)	16	5.333333333	10	<i>vérifiée</i>
E1 (60x60)	16	5.333333333	10	<i>vérifiée</i>
E2 (60x60)	16	5.333333333	10	<i>vérifiée</i>
E3 (60x60)	16	5.333333333	10	<i>vérifiée</i>
E4 (60x60)	16	5.333333333	10	<i>vérifiée</i>
E5 (55x55)	14	4.666666667	10	<i>vérifiée</i>
E6 (55x55)	14	4.666666667	10	<i>vérifiée</i>
E7 (55x55)	14	4.666666667	10	<i>vérifiée</i>
E8 (55x55)	14	4.666666667	10	<i>vérifiée</i>

1.2.2 Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 Art B.8.2.1** nous exige de les justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = N_u \alpha \times 1 (f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0,7 * l_0 \quad : \text{Longueur de flambement.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad : \text{Rayon de giration.}$$

Tableau. V. 7: La vérification au flambement des poteaux.

Niveau	N _U (kn)	l _f (m)	i (m)	α	B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	Observation
RDC (60x60)	-4313.89	1.743	0.17320508	0.8361	0.3364	0.2580	vérifiée
E1 (60x60)	-3831.6	1.743	0.17320508	0.8362	0.3364	0.2291	vérifiée
E2 (60x60)	-3369.3	1.743	0.17320508	0.8362	0.3364	0.2015	vérifiée
E3 (60x60)	-2916.63	1.743	0.17320508	0.8362	0.3364	0.1744	vérifiée
E4 (60x60)	-2476.65	1.743	0.17320508	0.8362	0.3364	0.1481	vérifiée
E5 (55x55)	-1958.59	1.743	0.15877132	0.8336	0.2809	0.1174	vérifiée
E6 (55x55)	-1453.6	1.743	0.15877132	0.8336	0.2809	0.0872	vérifiée
E7 (55x55)	-954.85	1.743	0.15877132	0.8336	0.2809	0.0572	vérifiée
E8 (55x55)	-510.76	1.743	0.15877132	0.8336	0.2809	0.0306	vérifiée

1.2.3 Vérification des contraintes :

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{avec : } y = y_c + C$$

$$N \text{ (compressions)} \rightarrow C = e_G - \frac{h}{2} \text{ avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau. V. 8: La vérification des contraintes de béton au niveau des poteaux.

Niveaux	N _{ser} (mpa)	M _{ser} (mpa)	σ _{bc} (mpa)	σ̄ _{bc} (mpa)	Observation
RDC (60x60)	-3056.35	6.58	1.019652	15	<i>vérifiée</i>
E1 (60x60)	-2751.1	19.2	4.340604		<i>vérifiée</i>
E2 (60x60)	-2387.9	22.42	3.425582		<i>vérifiée</i>
E3 (60x60)	-2067.48	29.86	2.313595		<i>vérifiée</i>
E4 (60x60)	-1756	16.67	2.503661		<i>vérifiée</i>
E5 (55x55)	-1389.32	28.93	-1.561902		<i>vérifiée</i>
E6 (55x55)	-1032.01	19.68	-1.003476		<i>vérifiée</i>
E7 (55x55)	-679.14	28.71	-2.141008		<i>vérifiée</i>
E8 (55x55)	-367.87	14.47	-1.080597		<i>vérifiée</i>

➤ **Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91.**

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{sc} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Si } A' = 0$$

$$\sigma_{sc} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Si } A \neq 0$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; \sqrt[110]{\eta f_t 28} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}.$$

En se servant des paramètres calculés pour la vérification des contraintes dans le béton on résume par le tableau qui suit l'état limite de fissuration dans chaque étage :

Tableau. V. 9: La vérification de l'état limite de fissuration des aciers des poteaux.

Niveau	σ _{sc} (mpa)	σ' _{sc} (mpa)	σ̄ _s (mpa)	observation
RDC (60x60)	0.522982	14.462267	201.63	<i>vérifiée</i>
E1 (60x60)	-1585.51943	145.130669		<i>vérifiée</i>
E2 (60x60)	-1377.92168	121.201521		<i>vérifiée</i>
E3 (60x60)	-1197.20303	95.8881017		<i>vérifiée</i>
E4 (60x60)	-1013.37274	88.913751		<i>vérifiée</i>
E5 (55x55)	-841.308115	26.4601255		<i>vérifiée</i>
E6 (55x55)	-622.193143	21.7120132		<i>vérifiée</i>
E7 (55x55)	-440.166118	-4.86813013		<i>vérifiée</i>
E8 (55x55)	-236.563073	-1.6259466		<i>vérifiée</i>

1.2.4 Vérification au cisaillement :

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2 : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 10: La vérification au cisaillement des poteaux.

Niveaux	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (kn)	τ_{bu} (mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (mpa)	Observation
RDC (60x60)	3.50	0.040	57	130.54	0.124	1	vérifiée
E1 (60x60)	3.50	0.040	57	203.07	0.193	1	vérifiée
E2 (60x60)	3.50	0.040	57	252.18	0.240	1	vérifiée
E3 (60x60)	3.50	0.040	57	267.2	0.254	1	vérifiée
E4 (60x60)	3.50	0.040	57	270.72	0.257	1	vérifiée
E5 (55x55)	3.81	0.040	52	238.94	0.226	1	vérifiée
E6 (55x55)	3.81	0.040	52	218.99	0.207	1	vérifiée
E7 (55x55)	3.81	0.040	52	40.08	0.189	1	vérifiée
E8 (55x55)	3.81	0.04	52	119.48	0.112	1	vérifiée

➤ Dispositions constructives :

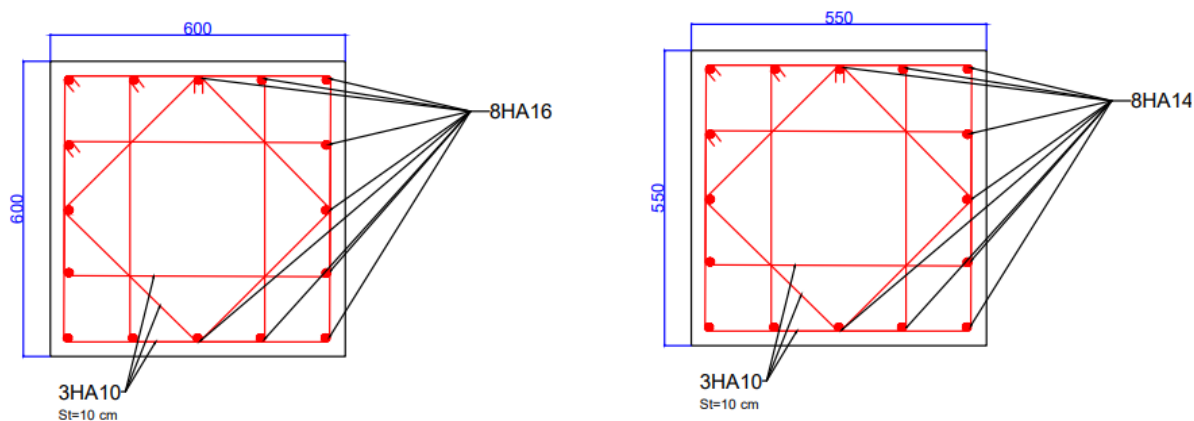
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40\phi$ D'après le RPA99/2003 Art 7.5.2.1.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{cm}$.

1.3 Schéma de ferrailage :



Les poteaux de RDC au 4^{ème} étage

Les poteaux du 5^{ème} au 8^{ème} étage

Figure. V. 2: Schéma de ferrailage des poteaux.

2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, ce dernier permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les combinaisons données par le **RPA99/2003** sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (ELU) \\ G + Q \dots \dots \dots (ELS) \end{array} \right\} \dots \textit{accidentel} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (**M, N, T**), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

2.1 Les recommandations du RPA99 :

A- Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :
 - 4% de la section de béton en zone de courant.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en (zone I et II).
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle droit, avec des crochets à 90%.
- ✓ les cadres du nœud disposés comme armature transversale des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (la ou les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

B- Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l^{\min}\right)$ Dans la zone nodale.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations nécessaires pour le ferrailage des poutres sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. V. 11: Ferrailage des poutres principales et poutres secondaires

Niveau	Types	localisation	M (kn,m)	Vu (kn)	$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	$A_{min}^{CBA} (cm^2)$	$A_{calculer} (cm^2)$	A ad(cm^2)
RDC (+B188:0)	PP	Travée	113,265	560,71	7,5	1,72	6,33256	6HA12=6,79
		Appui	-134,986				7,6266	3HA12+4HA12=7,91
	PS	Travée	80,006	81,079			4,40456	4HA12=4,52
		Appui	-97,668				5,42066	5HA12=5,65
E1 (30*50)	PP	Travée	161,298	518,528			9,23425	6HA14=9,24
		Appui	-185,186				10,73494	4HA12+6HA12=11,31
	PS	Travée	117,701	107,849			6,59451	6HA12=6,79
		Appui	-138,417				7,83367	3HA12+4HA12=7,91
E2 (30*50)	PP	Travée	178,939	345,092			10,33851	4HA12+6HA12=11,31
		Appui	-203,314				11,90197	8HA14=12,78
	PS	Travée	131,221	122,169			7,40022	3HA12+4HA12=7,91
		Appui	-158,815				9,08057	6HA14=9,24
E3 (30*50)	PP	Travée	183,145	354,38			10,60509	4HA12+6HA12=11,31
		Appui	-208,843				12,26304	8HA14=12,78
	PS	Travée	130,636	127,447			7,36512	3HA12+4HA12=7,91
		Appui	-168,429				9,67797	8HA14=12,32
E4 (30*50)	PP	Travée	176,903	223,68	10,20993	4HA12+6HA12=11,31		
		Appui	-232,575		13,84173	8HA14+2HA12=13,89		
	PS	Travée	122,079	125,008	6,85419	6HA14=9,24		
		Appui	-168,087		9,65661	8HA14=12,32		
E5 (30*50)	PP	Travée	156,176	223,928	8,91769	6HA14=9,24		
		Appui	-242,272		14,50096	8HA14+2HA12=14,58		
	PS	Travée	107,405	121,084	5,9883	6HA12=6,79		
		Appui	-163,103		9,34623	4HA12+6HA12=11,31		
E6 (30*50)	PP	Travée	147,893	223,602	8,40951	6HA14=9,24		
		Appui	-243,713		14,59965	8HA14+2HA14=15,4		
	PS	Travée	94,747	114,453	5,25143	5HA12=5,65		
		Appui	-156,009		8,91295	6HA14=9,24		
E7 (30*50)	PP	Travée	188,186	255,178	10,92632	4HA12+6HA12=11,31		
		Appui	-268,006		16,29352	8HA14+4HA12=16,84		
	PS	Travée	91,59	110,233	5,06905	5HA12=5,65		
		Appui	-148,649		8,45571	6HA14=9,24		
E8 (30*50)	pp	Travée	120	202,78	6,76598	6HA12=6,79		
		Appui	-174,254		10,04308	4HA12+6HA12=11,31		
	ps	Travée	59,319	84,092	3,23563	3HA12=3,39		
		Appui	-111,133		6,20708	6HA12=6,79		

3.2.1 Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 4\phi_l^{max} \rightarrow \phi = 14 \rightarrow L_r > 40 * 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{On a adopté : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

3.2.2 Armateur transversale :

calcul de ϕ_t : $\phi_t \leq \min(\phi_{min}^l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \dots \dots \dots$ **BAEL91 (Art.H.III).**

✓ Pour la poutre principale (40*50) cm² → $\phi_t \leq \min(12 ; 14,28 ; 30)$

✓ Pour la poutre secondaire (30*50) cm² → $\phi_t \leq \min(12 ; 14,28 ; 30)$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → $\phi_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ **donc on prendre :** (1 cadre + 1 étrier).

Calcul des Espacements St :

D'après le **RPA99/2003(art 7.5.2.2)** → $\begin{cases} \text{En zone nodale : } St \leq (\frac{h}{4} ; 12\phi_t^{min}) \\ \text{En zone courante : } St \leq (\frac{h}{2}) \end{cases}$

Tableau. V. 12: Vérification des sections d'armatures transversales

Types	Zones	H (cm)	$\phi_t \text{ min}$	St (cm)
PP	nodale	50	8	10
	courante	50	8	15
PS	nodale	50	8	10
	courante	50	8	15

➤ Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$A_{min} = 0,3\% * St * b$ →

$$\begin{cases} \text{poutre principal : } A_{min} = 0,3\% * 10 * 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire : } A_{min} = 0,3\% * 10 * 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc c'est vérifié.

2.3 Vérifications nécessaires :

2.3.1 Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :

Tableau.V. 13: vérification de pourcentage max d'armatures longitudinales.

zone	Zone de recouvrement: $A_{max} = 4\%(b * h)(cm^2)$	Zone courante: $A_{max}=6\%(b * h)$
PP	60	90
PS	60	90

2.3.2 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{F_{cj}}{F_e}; 4 \text{ MPA}\right) = 3,26 \text{ mpa} \quad \text{BAEL91 article (H.III.1).}$$

⇒ **Fissuration préjudiciable.**

Tableau.V. 14: vérification des contraintes tangentielles.

niveau	poutre	Vu (kn)	$\bar{\tau}$ (MPA)	τ (MPA)
le plus défavorable	PP	590,71	3,26086957	3,14207447
	PS	127,447	3,26086957	3,14207447

Remarque :

La contrainte tangentielle n'est pas vérifiée dans le cas le plus défavorable des poutres principale on doit augmenter la section de la poutre de (30*50) à (40*50)

2.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\checkmark \text{ Appui de rives : } A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ Appui intermédiaire : } A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V^{\text{max}} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Tableau. 15: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	Al rive (cm ²)	A_l^{min} (cm ²)	Observation
PP	6,79	590,71	-268,006	0,591	-1,072	Vérifier
	7,91					
PS	4,52	127,447	-168,428	3,186	-6,768	Vérifier
	5,65					

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

2.3.4 Vérification [BAEL99] :

2.3.4.1 Vérification a ELU :

➤ Condition de non fragilité :

Poutre principale : $\begin{cases} \text{En travée: } A_t = 6,33 \text{ cm}^2 & \text{soit: } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_a = 7,62 \text{ cm}^2 & \text{soit: } 3\text{HA}12 + 4\text{HA}12 = 7,91 \text{ cm}^2 \end{cases}$

En travée : $A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 40 * 47 * \frac{2,1}{400} = 2,2701 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{min} = 2,2701 \text{ cm}^2 \leq A_t + A_a = 14,7 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Poutre secondaire : $\begin{cases} \text{En travée: } A_t = 4,404 \text{ cm}^2 & \text{soit: } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_a = 5,420 \text{ cm}^2 & \text{soit: } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$

En travée : $A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 * 30 * 47 * \frac{2,1}{400} = 1,702 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{min} = 1,702 \text{ cm}^2 \leq A_t + A_a = 10,17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

➤ Vérification à L'ELS :

➤ État limite de compression du béton :

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15d A_s = 0 \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. 16: Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
PP	Travée	68,589	8,61	10,55	8,408	15	Vérifiée
	Appui	-87,505	8,61	10,55	10,727	15	Vérifiée
PS	Travée	28,98	8,45	12,45	4,268	15	Vérifiée
	Appui	-32,98	8,45	12,45	4,857	15	Vérifiée

► Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

Faisons ces vérifications pour la poutre plus grande :

$$\bullet \quad h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * L \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\bullet \quad A \leq A_f = \frac{4,2 * b * d}{f_e} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\bullet \quad L \leq 8 \text{ m} \quad \dots \dots \dots (3)$$

-Pour poutre principale : $h = 0,5 > h_f = 0,25$
 $A = 7,7 < A_f = 19,74$
 $L = 3,05 < 8$

-Pour poutre Secondaires : $h = 0,5 > h_f = 0,24$
 $A = 7,7 < A_f = 14,805$
 $L = 3 < 8$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

2.4 Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**,

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au

nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutre affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|) \quad \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 7.6.2).}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastique soient dans les poutres et non dans les poteaux.

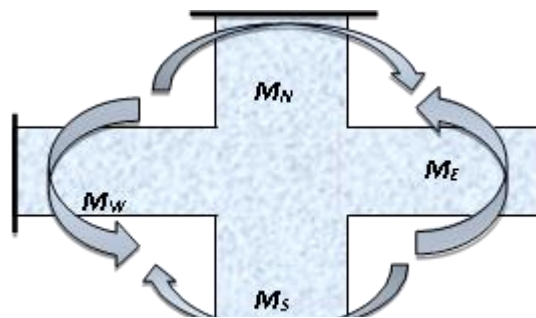


Figure.V. 3: Moment résistant au niveau de la zone nodale.

2.5 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{et} \quad Z = 0.9 \times h \quad h : \text{Hauteur totale de la section du béton.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{MPa.}$$

Tableau .V. 17: Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	Section	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC-4	(60*60)	0,54	400	4,52	976,32
E5-E 8	(55*55)	0,495	400	3,39	671,22

2.6 Détermination du moment résistant dans les poutres :

2.6.1 Poutres principales et secondaires (même section) :

Tableau.18: Moment résistant dans les poutres.

Niveau	type	Section	Z (m)	σ_S (MPa)	A_s (cm ²)	M_t (KN.m)
RDC-E4	PP	(40*50)	0,45	400	6,79	1222,2
	PS	(30*50)	0,45	400	4,52	813,6
E5-E8	PP	(40*50)	0,45	400	6,79	1222,2
	PS	(30*50)	0,45	400	3,39	610,2

Tableau. 19: Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_N + M_S$	M_E (KN.m)	M_W (KN.m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
1	101,736	101,736	203,472	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
2	101,736	101,736	203,472	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
3	101,736	101,736	203,472	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
4	101,736	101,736	203,472	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
5	93,258	101,736	194,994	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
6	93,258	93,258	186,516	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
7	93,258	93,258	186,516	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
8	93,258	93,258	186,516	36,18	36,18	90,45	Vérifiée
9	93,258	93,258	186,516	36,18	36,18	90,45	Vérifiée

Commentaries sur les resultants:

D'après le tableau précédent on voit que la condition de la zone nodale est vérifiée (moment dans les poteaux supérieur au moment des poutres), donc on constate que les rotules plastique se feront dans les poutres.

2.7 Schema de Ferrallaige:

Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires

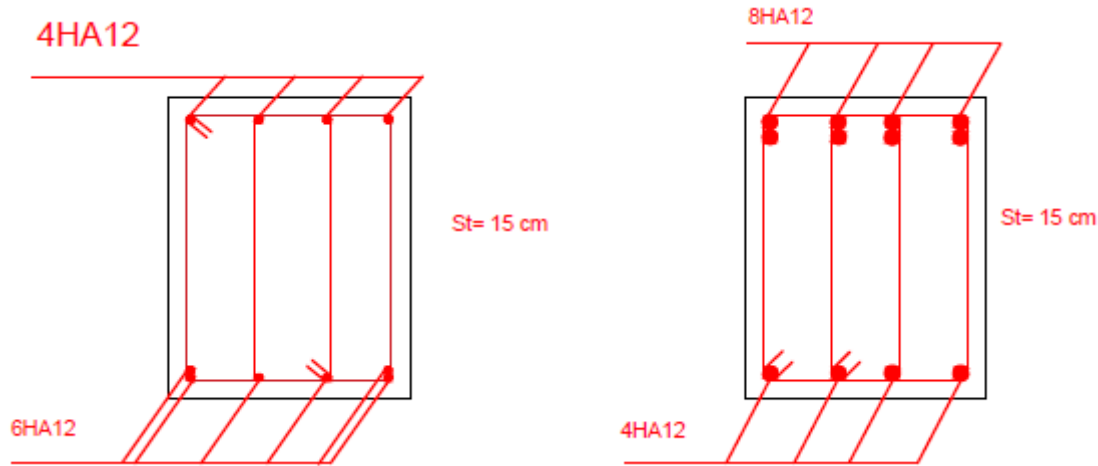


Figure. V. 4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

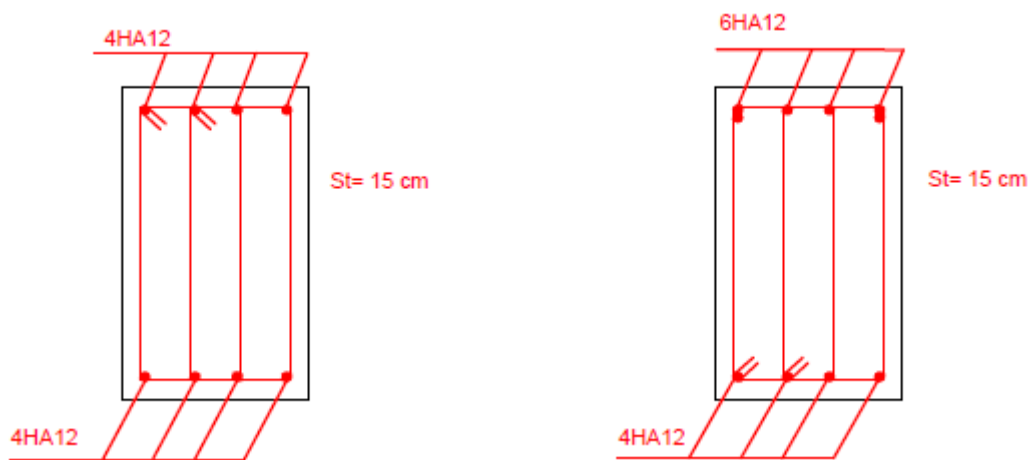


Figure. V. 5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

3 Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments tridimensionnels présentant une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans pour chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur.

Le **RPA99/2003(art3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrés à leurs base, calculé en flexion composée sous (N et M) pour une section ($e \cdot L$) selon les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

❖ Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

$$M_{\min} \rightarrow N_{corr}$$

3.1 Les recommandations du RPA99 :

➤ Armatures verticales : (RPA99/2003 ART.7.7.4.1)

- ✓ Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

Avec : L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ; l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

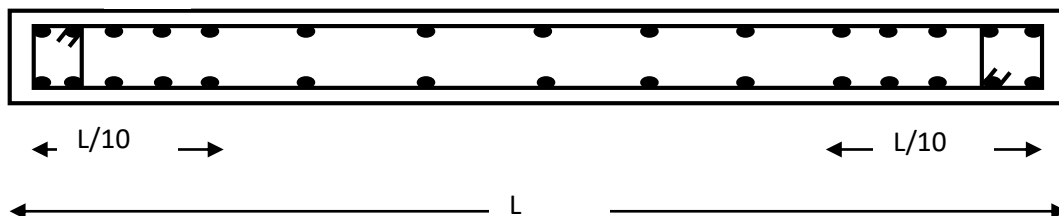


Figure.V. 6: Disposition des armatures verticale.

➤ Armatures horizontales : (RPA99/2003 ART.7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $\varnothing 10$.

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

❖ Règles communes : (RPA99/2003 ART.7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par des aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.}$$

$$A_{min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \quad (\text{Exception faite pour les zones d'about}).$$

$$\text{L'espaceur : } St \leq (\min(1.5e, 30cm))$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi : \text{ en zone qui peut-être tendue.}$$

$$L_r = 20\phi : \text{ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.}$$

3.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage, nous allons exposer un exemple de calcul de voile V_{y2} du RDC.

➤ Calcul des sollicitations :

Tableau. V. 20: Sollicitation maximales dans le voile V_{y2} .

Voile	$N_{max} \longrightarrow M_{corr}$		$N_{min} \longrightarrow M_{corr}$		$M_{max} \longrightarrow N_{corr}$		V_u (kn)
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)	
V_{y2}	-2273.2	1297.019	975.787	94.318	1377.293	-321.625	455.845

L'exemple de calcul du ferrailage va se faire sous :

$$\begin{cases} M_{max} = 1377,293 \text{ kn.m} \\ N_{corr} = -321,625 \text{ kn} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous la sollicitation la plus défavorable de (M, N) pour une section (e×l).

$$L=2m ; \quad d=1,97m ; \quad e=0,20m ; \quad S=e*L=0,4m^2 ; \quad I = \frac{e*l^3}{12} = 0.1333m^4$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = \frac{-321,625}{0,4} + \frac{1377,293}{0,1333} \times 1 = 11,134 \text{ mpa} > 0$$

$$\sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = \frac{-321,625}{0,4} - \frac{1377,293}{0,1333} \times 1 = -9,525 \text{ mpa} < 0$$

} SPC

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 1689,269 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,117 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0,117 < \mu_l = 0,384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,157 \qquad z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,846 \text{ m}$$

$$A_1^{FS} = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = 22,874 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{FC} = A_1^{FS} - N_u f_{st} = 14,834 \text{ cm}^2$$

De la même manière de calcul nous avons trouvé les deux autres combinaisons :

$$N_{\max} = -2273,2 \text{ kn} \rightarrow M_{\text{corr}} = 1297,019 \text{ kn.m} \dots \dots \dots A_2^{FC} = -5,011 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min} = 975,787 \text{ kn} \rightarrow M_{\text{corr}} = 94,318 \text{ kn.m} \dots \dots \dots A_3^{FC} = -6,530 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_{\max} = A_V = \max(A_1^{FC}; A_2^{FC}; A_3^{FC}) = 14,834 \text{ cm}^2$

➤ Armatures minimales dans tout le voile :

$$A_{\min} = 0,15\% e \times L = 0,15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99/2003 art 7.7.4.3})$$

➤ Longueur de la partie tendue L_t :

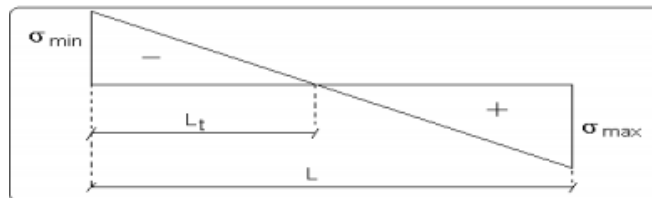


Figure. V. 7: section transversale d'un voile soumis aux contraintes de compression et de traction.

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{9,525 \times 2}{11,134 + 9,525} = 0,922 \text{ m}$$

➤ Armatures minimales dans la zone tendue :

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \cdot 0,2 \times 2 = 3,688 \text{ cm}^2$$

- Longueur de la partie comprimée :

$$l_c = L - 2l_t = 2 - 2 \times 0,922 = 0,155 \text{ m}$$

- Armatures verticales minimales dans la zone comprimée :

$$A_{min}^{c\text{comprimée}} = 0,1\% \cdot e \times l_c = 0,1\% \times 0,2 \times 0,15 = 0,311 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{Avec } S_t = 15 \text{ cm sur une longueur de } \frac{L}{10} = 20 \text{ cm du voile.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm en dehors de } \frac{L}{10} = 20 \text{ cm du voile.}$$

- **Calcul des armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $V_{max} = 455,845$ kn

$$\frac{A_H}{e \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{tj} \times K)}{0,9 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots 1$$

$$A_H \geq \frac{0,4 \cdot e \cdot S_t}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $\tau_u = \frac{1,4V_u}{e \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 455,845}{0,2 \cdot 1,7} = 1,619 \text{ mpa}$

{ $K = 0$ (reprise de bétonnage)
 $\alpha = 0$ (A_H et A_V sont perpendiculaires)

- Espacement :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $A_H \geq 0,761 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (1)$

$$A_H \geq 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2)$$

- Armatures horizontales minimales :

$$A_{min}^H = 0,15\% \times e \times S_t = 0,6 \text{ cm}^2 \quad \text{(RPA99/2003 Art7.7.4.3)}$$

- ❖ Choix du ferrailage :

- Armatures verticales :

Zone tendue : $A_V = 14,834 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{soit } 10\text{HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2$

Zone comprimée : $A_{min}^c = 0,311 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Armatures horizontales :

$$A_H = 0,761 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ soit } 2HA12 = 2,26\text{cm}^2 \quad \text{chaque } St = 20 \text{ cm}$$

3.3 Schéma de ferrailage :

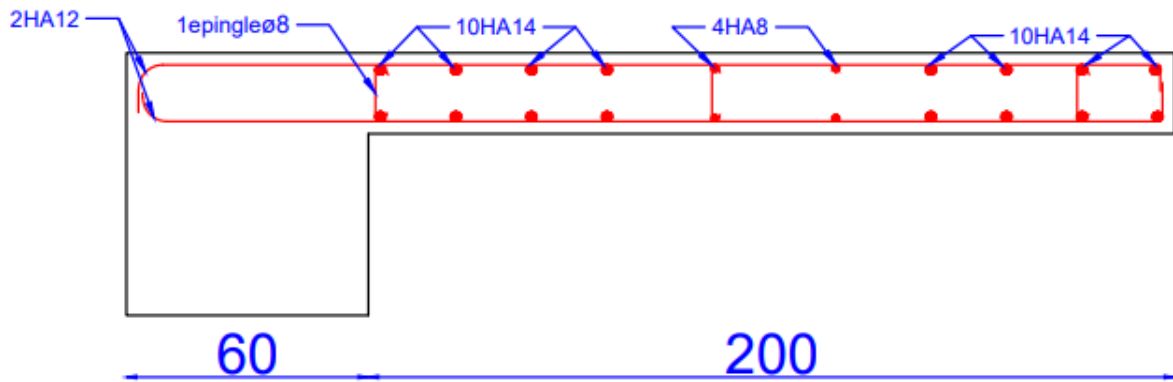


Figure. V. 8: Schéma de ferrailage du voile V_{y2} du RDC

Tableau. V. 21: Ferrailage du voile Vy2 du RDC.

Niveau	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
$e \times L (m^2)$	2 x 0.2								
M (kn.m)	1377.293	818.591	555.282	395.6971	416.5162	527.4303	461.8454	432.6964	182.7772
N (kn)	-321.625	-1623.83	-1267.3451	-330.4469	-515.3829	-384.0205	-205.2638	-64.7783	-322.2995
Armatures verticales									
$A_{cal} (cm^2)$	14.834	-7.14	-7.41	1.067	-2.85	2.202	3.458	4.478	-1.658
$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	6	6	6	6	6	6	6	6	6
$A_{min}^{zt} (cm^2)$	3.688	1.355	0.596	2.886	0.587	3.029	3.407	3.8	1.648
$A_{min}^{zc} (cm^2)$	0.311	2.644	3.043	1.13	2.35	0.97	0.592	0.199	2.351
$l_t (m)$	0.922	0.338	0.239	0.721	0.587	0.757	0.851	0.95	0.412
$l_c (m)$	0.155	1.322	1.521	0.556	0.824	0.485	0.296	0.099	1.175
$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
$S_t (cm)$	30	30	20	20	20	20	20	20	20
$A_{opté}^{zt}$	14HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	15.89	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
$A_{opté}^{zc}$	4HA8	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	2.01	3.14	3.14	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	3.14
Armatures horizontales									
V (kn)	455.845	356.2378	296.4782	237.0788	250.9783	291.2836	207.614	173.0153	81.9995
τ_u (mpa)	1.772	1.385	1.152	0.921	0.976	1.113	0.807	0.672	0.318
τ_u^- (mpa)	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
$A_H (cm^2)$	0.761	1.406	1.17	0.936	0.991	1.15	0.819	0.683	0.4
$A_{min}^H (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_{opté}^H$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26

Tableau. V. 22: Ferrailage du voile V_{x2} .

Niveau	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
$e \times L (cm^2)$	2 × 0.2								
M (kn.m)	774.221	478.047	341.0609	245.5683	221.0806	250.7592	222.6981	283.4123	135.1934
N (kn)	-1684.571	-1280.981	-1063.8952	-979.5444	-589.7323	-464.5377	-314.4133	-140.9566	-113.4266
Armatures verticales									
$A_{cal} (cm^2)$	-8.43	-8.694	7.09	6.528	4.383	2.48	1.03	1.888	0.303
$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	6	6	6	6	6	6	6	6	6
$A_{min}^{zt} (cm^2)$	1.098	0.427	0.153	0.991	0.443	1.529	2.117	3.336	2.881
$A_{min}^{zc} (cm^2)$	2.901	3.572	3.846	3.008	3.556	2.47	1.882	0.663	1.118
$l_t (m)$	0.274	0.106	0.038	0.247	0.11	0.382	0.529	0.834	0.72
$l_c (m)$	1.45	1.786	1.923	1.504	1.778	1.235	0.941	0.331	0.559
$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
$S_t (cm)$	30	30	20	20	20	20	20	20	20
$A_{opté}^{zt}$	6HA12	6HA12	7HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	6.79	6.79	7.92	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
$A_{opté}^{zc}$	4HA10	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	3.14	4.52	4.52	4.52	4.52	3.14	3.14	3.14	3.14
Armatures horizontales									
V (kn)	258.824	192.9452	173.0787	151.222	125.9395	119.2728	95.893	118.048	59.1138
τ_u (mpa)	1.006	0.75	0.673	0.588	0.489	0.463	0.372	0.459	0.229
τ_u^- (mpa)	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
$A_H (cm^2)$	1.021	0.761	0.683	0.597	0.497	0.47	0.378	0.466	0.233
$A_{min}^H (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_{opté}^H$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26

Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau +0.00, elle est composée essentiellement des fondations dont le rôle est de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, voiles ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme les semelles isolé, des radiers...) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles profonds).

➤ **Les différents types de fondations :**

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B

Donné comme suite :

- ✓ $\frac{D}{B} \leq 6$: Fondation superficielle (isolée ; filante ou radier générale).
- ✓ $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondation semi profonde (puits).
- ✓ $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieu ...).

Tel que : D : profondeur d'ancrage ; B : la largeur de la fondation.

➤ **Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La nature du sol (capacité portante du sol).
- ✓ Les Charges transmises au sol (nature de l'ouvrage à fonder).
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La mise en œuvre des fondations (terrain sec, présence de l'eau).

➤ **Combinaisons de calcul :**

Selon l'article 10.1.4.1, **RPA99 vers 2003**, le dimensionnement des fondations superficielles

se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

1 Etude des fondations :

1.1 Choix du type de fondations :

Les contraintes admissibles du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2bar$

On calcule la surface totale des semelles nécessaires :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{3056,34}{200} = 15,28 \text{ m}^2$$

Avec $S_{bat} = 872,83 \text{ m}^2$ donc $S = 1,75 \% < 50\%$ de la surface totale du bâtiment
(Annexe10).

➤ **Semelle isolée :** $\Rightarrow \frac{N}{B} < \bar{\sigma} \Rightarrow B > \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{3056,34}{200}} = 3,9 \text{ m}$

$B > 3,39 \text{ m}$ on opte $B/2 = 2\text{m} > L_{min} = 1,58 \text{ m}$

D'après les résultats, on remarque qu'il y'aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

➤ **Semelle filante :**

Pour le calcul de la semelle filante nous Choisissons une semelle de largeur B et de longueur L.

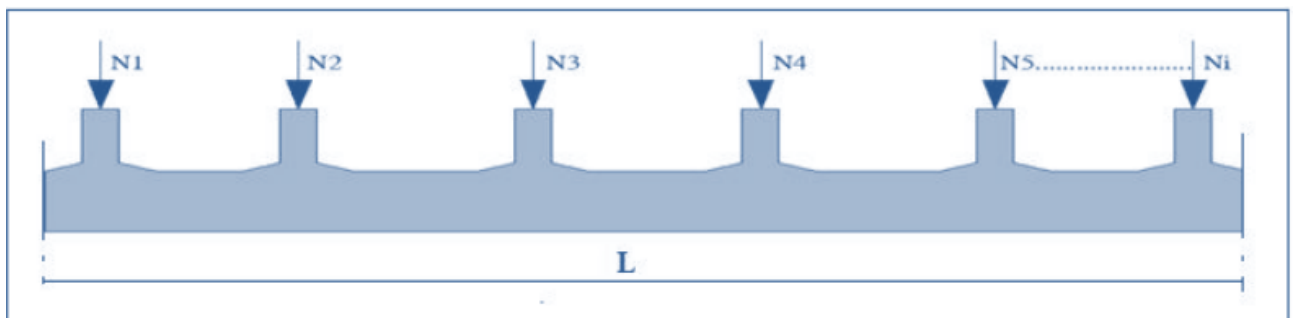


Figure. VI. 1: Schéma d'une semelle filante.

$$\sum N_i = 1355,47 + 2761,07 + 2157,65 + 2491,52 + 3056,34 + 1057,19 + 1003,85 = 13883,103 \text{ kn}$$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \geq \frac{13883,103}{200 \times 24,58} = 2,82 \text{ m} \quad \text{On opte } B = 2,85\text{m}$$

$B/2 = 1,42 \text{ m} < L_{min} 2,47\text{m}$ Donc on opte pour une fondation de type semelle filante de largeur $B = 2,85\text{m}$

comme pré-dimensionnement.

1.2 Étude des semelles filantes :

1.2.1 Etude des semelles filantes sous les poteaux :

- Dimensionnement (coffrage) :
- Calcule de la largeur de la semelle (B) :

$$S \geq \frac{\sum Ni}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{13883,103}{200} = 69,415 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S : \text{surface de la semelle.}$$

$$S = L_{totale} * B \quad \rightarrow \quad L_{totale} = \sum Li + 2 * L_{debordemet}$$

$$L_{debordement} = 0,8 \text{ m}$$

$$L_{total} = 24,08 + 2 * 0,8 = 25,68 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{S}{L_{tot}} = 2,7 \text{ m} \quad \text{On prend : } \mathbf{B = 3 \text{ m}}$$

- Calcul de la hauteur total de la semelle (h_t) :

$$H_t = d + c \quad ; \quad \frac{B-b}{4} \leq d \leq \frac{B-b}{2}$$

$$\text{Soit : } d \leq \frac{B-b}{2} \quad \rightarrow \quad h_t \leq \frac{B-b}{2} + c \quad \rightarrow \quad c : \text{enrobage des armatures ... } \mathbf{c=5 \text{ cm}}$$

$$h_t \leq \frac{3-0,65}{4} + 0,05 = 0,63 \text{ m} \quad \text{soit : } h_t = 60 \text{ cm}$$

- Les charges agissantes sur la semelle :

$$N_{total} = N_{superstructure} + N_{infrastructure}$$

$$N_{superstructure} = 13883,103 = \sum Ni$$

$$N_{infrastructure} = N_{longrine} + N_{avant poteau} + N_{semelle}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{longrine} = \gamma_b * s * \sum l_i \quad \text{Avec: } s = (25*30) \text{ cm}^2 \dots \text{(section des longrines).}$$

$$N_{longrine} = 25 * 0,3 * 0,5 * 24,08 = 90,3 \text{ kn}$$

$$N_{avantpot} = \gamma_b * s * h * n$$

$$n : \text{nombre de poteaux sur la semelle.} \quad \rightarrow \quad n = 7 \text{ poteaux}$$

$$S : \text{surface transversale de l'avant poteau} \quad \rightarrow \quad S = 0,6*0,6 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$h : \text{la hauteur de l'avant-poteau} \quad \rightarrow \quad h = 1 \text{ m}$$

$$N_{avant_pot} = 25 * 0,36 * 1 * 7 = 63 \text{ kn}$$

$$N_{\text{semelle}} = 25 * 69,41 * 1 = 1735,25 \text{ kn}$$

$$N_{\text{total}} = N_{\text{longrine}} + N_{\text{superstructure}} + N_{\text{avant pot}} + N_{\text{semelle}} = 15771,653 \text{ kn}$$

➤ Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$s \geq \frac{N_{\text{total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad ; \quad s = l * B$$

$$B \geq \frac{N_{\text{total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{15771,653}{200 * 27,08} = 2,91 \text{ m} \quad \text{On prend :} \quad B = 3 \text{ m}$$

$$S = l * B = 27,08 * 3 = 81,24 \text{ m}^2$$

➤ Le Ferrailage :

a- Aciers principaux (A//B) :

$$A \parallel B = \frac{N * (B - b)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N : \text{effort sollicitant la semelle} \quad ; \quad N = N_{\text{total}} = 15771,653 \text{ KN.}$$

$$B = 3 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,65 \text{ m} \quad ; \quad d = h_t - c = 0,55 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} : \text{Contrainte d'acier} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A \parallel B = \frac{15771,653 * (3 - 0,65)}{8 * 0,95 * 348} = 14,014 \text{ cm}^2$$

On adopte: 13HA12 = 14,70 cm² avec un espacement de 25 cm

b- Aciers de répartition (A⊥B)

$$A \perp B = \frac{A \parallel B}{4}$$

$$A \perp B = \frac{14,70}{4} = 3,675 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement de 10 cm.

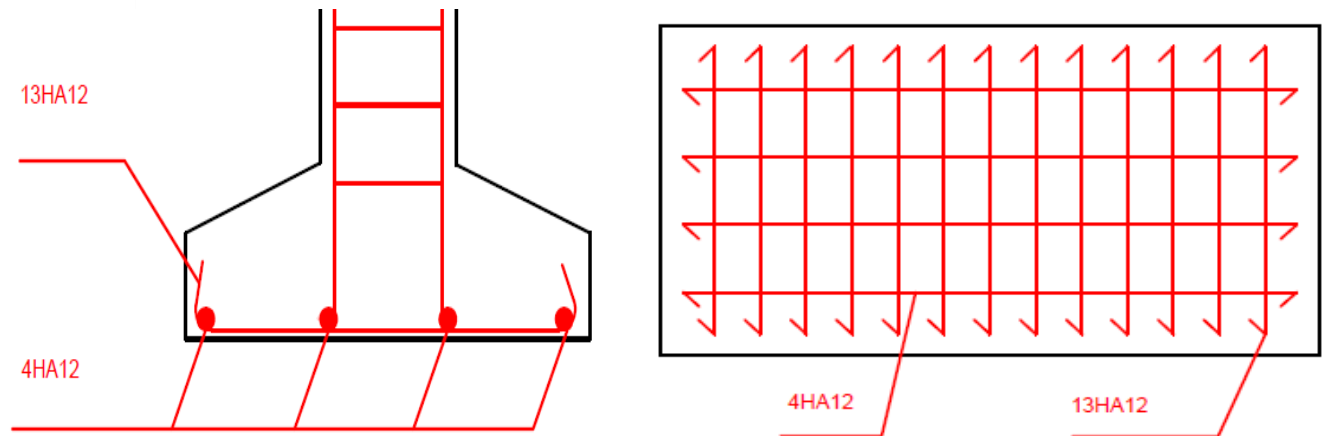


Figure. VI. 2: Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous poteau.

1.2.1.1 Étude des poutres de rigidité

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5,05 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \frac{4,45}{9} \leq h \leq \frac{4,45}{6} \quad \rightarrow \quad 49,44 \text{ cm} \leq h \leq 74,16 \text{ cm}$$

Les dimensions de la poutre de rigidité sont: $h = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :

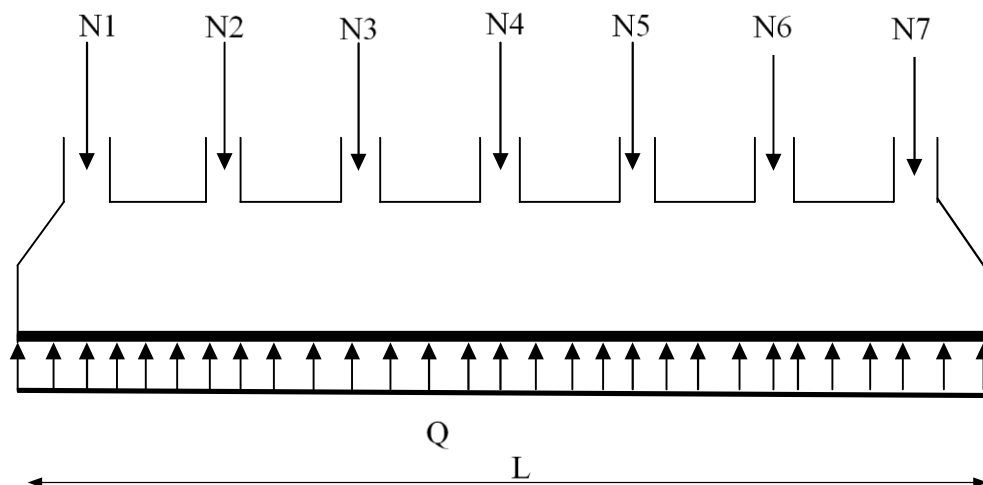


Figure. VI. 3: Schéma d'une semelle filante.

$$Q_s = \frac{\sum N_i}{L} = 512,669 \frac{\text{kn}}{\text{ml}} \quad \text{avec:} \quad N_i = 13883,103 \text{ kn} \quad ; \quad L = 27,08$$

$$Q_u = \frac{\sum N_i}{L} = 720,11 \frac{\text{kn}}{\text{ml}} \quad \text{avec:} \quad N_i = 19500,62 \text{ kn}$$

4- Calcul des sollicitations :

➤ Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ Principe de la méthode de Caquot :

➤ Moment en appui :

$$M_2 = \frac{q_g * l'_g{}^3 + q_d * l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

Avec :

M_2 : moment fléchissant en appui 2.

q_g, q_d : charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré (dans notre cas $q_g = q_d$). l'_g, l'_d : Longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré

(2):

$$l' = \begin{cases} 0,8l & \text{pour une travée intermédiaire} \\ l & \text{pour une travée de rive} \end{cases}$$

➤ Moment en travée:

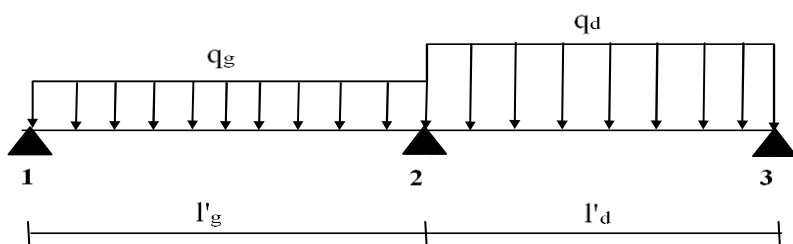


Figure. VI. 4: Schéma statique d'une poutre a deux travées.

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

Avec :

M_0 : moment isostatique dans la travée considérée ; $M_{0(x)} = \frac{q*x}{2} (1 - x)$

Pour : $M = M^{\max}$; $\frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l}$ (Cas d'une charge répartie).

➤ Effort tranchant maximal:

$$V_{(x)} = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{q}{2} (1 - 2x) + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_g = V_0 = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = V_l = -\frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

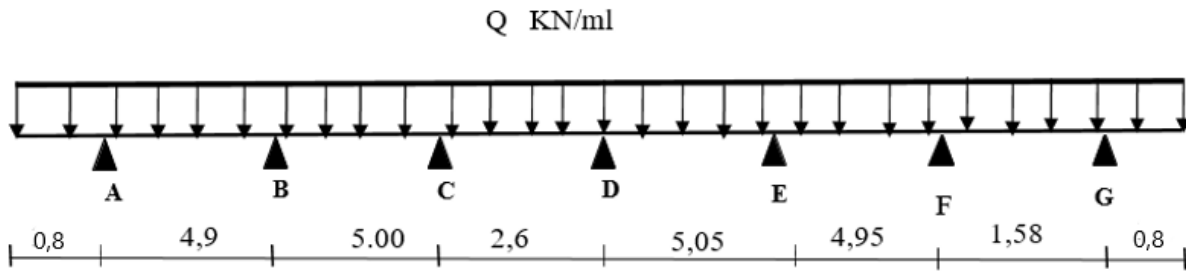


Figure. VI. 5:Schéma statique d'une poutre de rigidité.

1.2.1.2 Poutre de rigidité :

➤ Moment en appui :

Tableau. VI. 1 : Moment en appuis.

	$M_A=M_I$	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H
L (m)	0,8	4,9	5	2,6	5,05	4,95	1,85	0,8
M (kn.m)	-	-	-946,11	-	-738,533	-	719,015	-91,73
	369,122	729,944		724,154		965,314		

➤ Moment en travée :

• Travée AB :

$$X_0 = \frac{1}{2} + \frac{-369,122 - (-729,944)}{512,669} = 1,204 \text{ m}$$

$$M_{0(0,013)} = \frac{512,669 * 0,013}{2} (1 - 0,013) = 3,289 \text{ kn/m}$$

$$M_{t(0,013)} = 3,289 + 369,122 * \left(1 - \frac{0,013}{1,2}\right) + \left(729,944 \frac{0,013}{1,2}\right) = 369,075 \text{ kn/m}$$

Tableau. VI. 2: Sollicitation agissant sur la poutre de rigidité.

	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}	M_{FG}	M_{GH}	M_{HI}
X	0,013	2,364	2,587	1,289	2,437	2,564	1,591	0,149
L	0,8	4,9	5	2,6	5,05	4,95	1,58	0,8
M_t	-369,075	702,519	768,88	-298,108	784,336	719,336	-91,702	-86,032
M_g	-369,122	-729,944	-946,11	-724,154	-738,533	-965,314	-740,285	-91,731
M_d	-729,944	-946,11	-724,154	-738,533	-965,314	-740,285	-91,731	369,122

➤ Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ($b \cdot h$) à la flexion simple, Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 3: le ferrailage de la poutre de rigidité.

M_{tu} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)	M_{au} (kn.m)	M_{as} (kn.m)	V (kn)	$A_{t\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{a\text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{t\text{ adp}}$ (cm^2)	$A_{a\text{ adp}}$ (cm^2)
1101,53	783,31	1728,84	1229,40	2011,03	35,68	35,83	18HA16 = 36,19	18HA16 = 36,19

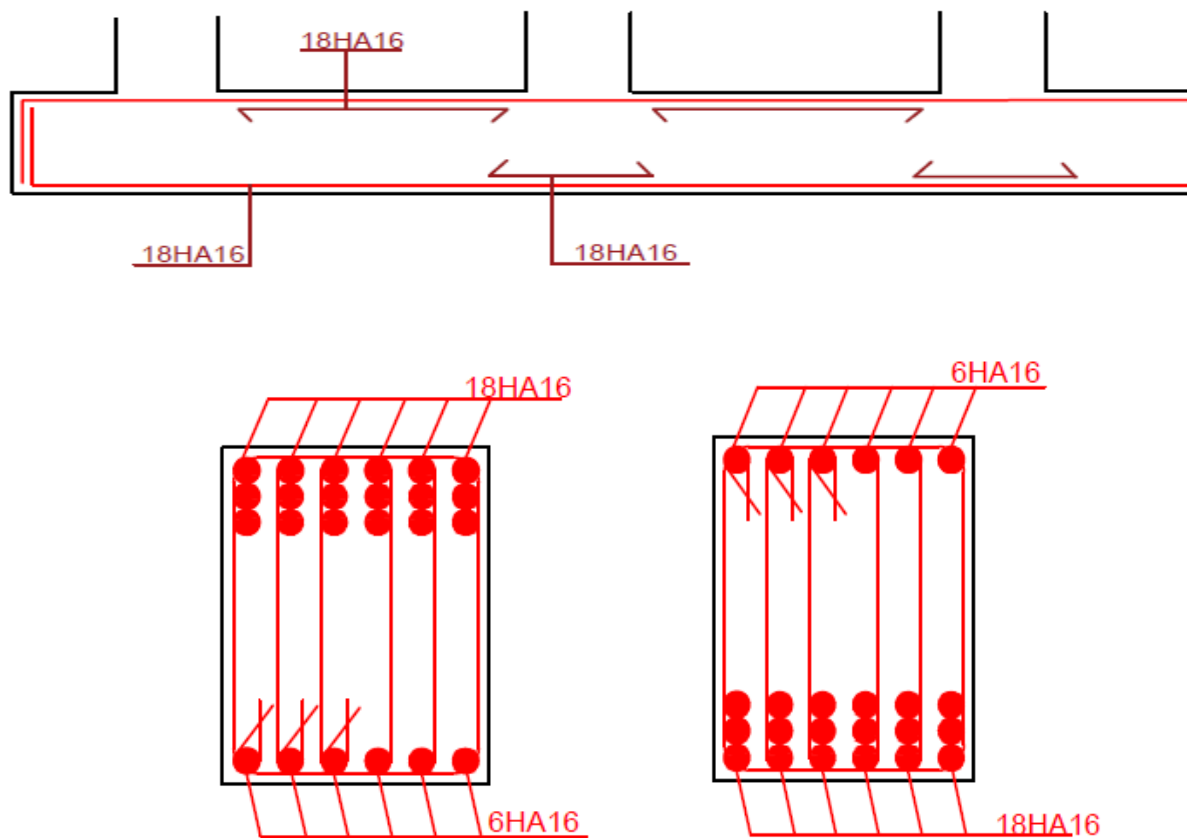


Figure. VI. 6 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

1.2.2 Etude des semelles filantes sous le mur :

➤ Calcul des charges :

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{superstructure}} + N_{\text{infrastructure}}$$

$$N_{\text{superstructure}} = \sum N_i \quad ; \quad N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{\text{infrastructure}} = N_{\text{Voile périphérique}} + N_{\text{avant poteau}} + N_{\text{longrine}}$$

$$N_{\text{Voile périphérique}} = 25 \times 0,2 \times 2,56 \times (27,08 - 2 \times 1,2 - 7 \times 0,65) = 257,66 \text{ kn}$$

$$N_{\text{Total}} = 13883,03 + 257,66 + 63 + 90,3 = 14293,99 \text{ kn}$$

$$B \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{14293,99}{200 \times 27,08} = 2,63 \text{ m} \text{ soit } B = 3 \text{ m}$$

➤ Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :

$$h_t \leq \frac{3-0,65}{4} + 0,05 = 0,63 \text{ m} \text{ soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

➤ Ferrailage :

A. Aciers principaux ($A_{\parallel B}$) :

$$A_{\parallel B} = \frac{N'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{527,84 \times 10^{-3} (3-0,65)}{8 \times 0,6 \times 348} = 7,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{avec } \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ mpa} \quad (\text{Contrainte d'acier})$$

$$N' = \frac{N_{\text{Total}}}{L} = \frac{14293,99}{27,08} = 527,84 \text{ kn}$$

On adopte pour: 6HA12 = 6,79 cm²/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

B. Aciers de répartitions :

$$A_{\perp B} = \frac{A_{\parallel B}}{3} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: 6HA10 = 4,71 cm²/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

2 Etude des longrines :

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

➤ **Rôle des longrines :**

- ✓ porter les murs de façades.
- ✓ limiter les dallages.
- ✓ solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

➤ **Dimensions minimales de la section transversale des longrines :**

$$\begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie S2 et S3.} & (\text{notre cas}) \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie S4.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 10.1.1.b)}$$

➤ **Calcul des longrines :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kn \quad \text{RPA 99/2003 (Art 10.1.1.b)}$$

N: la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés. α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (cf 3.3)

$$\begin{cases} \text{Zone II} \\ S_2 \end{cases} \Rightarrow \alpha = 15$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles du **(B.A.E.L91)** :

A. Les armatures longitudinales (A_I) : **BAEL 91 (Art. A.4. 5. 33)**

$$A_I = \max (A_{ELU} ; A_{ELS})$$

Avec : A_{ELU} : section d'armatures calculée à l'état limite ultime : $A_{ELU} = \frac{F_{ELU}}{\overline{\sigma}_s}$

$F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha}$ avec : N_{Umax} : effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELU.

$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ mpa}$ $\overline{\sigma}_s$: la contrainte limite ultime de l'acier.

A_{ELS} : section d'armatures calculée à l'état limite de service : $A_{ELS} = \frac{F_{ELS}}{\overline{\sigma}_s}$

$F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$ avec : N_{Smax} : effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELS.

$\bar{\sigma}_S = 201,63 \text{ mpa}$

$\bar{\sigma}_S$: la contrainte limite de service de l'acier.

✓ Condition de non-fragilité :

BAEL 91(Art. A.4. 2.1)

$A_{min} = b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,54 \text{ cm}^2$

✓ Minimum d'armature exigé par le RPA :

RPA99/2003 (Art.10.1.1.b)

$A_{min} = 0,6 \% b \cdot h = 0,6\% \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 4 : Ferrailage longitudinale des longrines.

$N_{Umax}(kn)$	$F_{ELU}(kn)$	$A_{ELU}(cm^2)$	$N_{Smax}(kn)$	$F_{ELS}(kn)$	$A_{ELS}(cm^2)$	$A_l(cm^2)$	$A_{minBAEL91}$	$A_{minRPA99}$	$A_{lchoisis}$	$A_{lopté}(cm^2)$
4313.89	287.5926667	8.26415709	3056.35	203.756667	10.1054737	10.1054737	3,54	4,5	10.1054737	6HA16=12.06

B. Les armatures transversales (A_t) :

$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq \min [0,85 ; 1,6 ; 2,5] = 0,85 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre et un étrier de $\phi 8 = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

C. Espacement (S_t) :

$S_t \leq \min [20 \text{ cm} ; 15\phi_{lmin}] \Rightarrow S_t \leq \min [20 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Schéma de ferrailage :

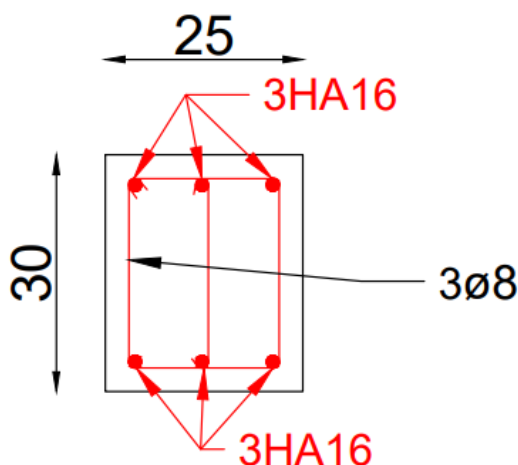


Figure. VI. 7: Schéma de ferrailage des longrines.

3 Etude du voile de soutènement

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

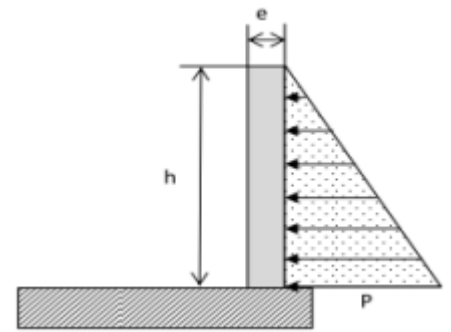


Figure. VI. 8 : Poussée des terres sur les voiles périphériques.

➤ Dimensionnement :

$$L_x(h) = 2,56m \quad ; \quad L_y = 5,05m$$

$e \geq 15cm$ donc on prend $e = 20cm$

Selon le RPA 99/2003 (article 10.1.2)

➤ Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

- ✓ L'angle de frottement interne : $\varphi = 30,6^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 0$
- ✓ Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 21,2 \text{ KN/m}^3$

➤ Evaluation des charges et surcharges :

• La poussée des terres sur le rideau :

$$G = \gamma_h \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times H = 17,65kn/m^2$$

• Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ kn/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3,25 \text{ kn/m}^2$$

➤ Ferrailage du voile :

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

❖ Vérification à l'ELU :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1,5 \times Q = 4,88 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 28,71 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22,75kn/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 22,75kn/ml$$

A. Calcul des moments isostatiques :

Tableau. VI. 5: Calcul des moments isostatiques.

L _x (m)	L _y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS		M _{0x} = $\mu_x \times q \times l_x^2$ (Kn.m)	M _{0y} = $\mu_y \times q \times l_y^2$ (Kn.m)
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		
2,56	5,05	0,50	0,0966	0,25	0,1	0,3671	14,08	3,60

B. Calcul des moments corrigés :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 10,81 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_{0y} = 2,71 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -7,20 \text{ kn.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$ **RPA99/2003 (ART 10.1.2)**

On fait le ferrailage d'une section ($b \times e$) = (1 x 0,2) m²

Tableau. VI. 6: Section d'armature du voile périphérique.

Localisation		M ^U (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopté}
Travée	Sens x-x	10,81	0,023	0,025	0,168	1,606	2	4HA10=3,14
	Sens y-y	2,7	0,005	0,006	0,169	0,399		4HA10=3,14
Appui		-7,20	0,013	0,017	0,168	0,066		4HA10=3,14

C. Espacement :

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

D. Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,50 > 0,4 \\ e = 20\text{cm} > 12\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow 0,0008 \times \frac{3-0,50}{2} \times 100 \times 20 = 1,992\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2 \\ A_m^{RPA} = 0,1\% \times b \times h = 2\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

E. Calcul de l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{22,75 \times 2,56}{2} \times \frac{5,05^4}{2,56^4 + 5,05^4} = 22,326\text{kn} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{22,75 \times 5,05}{2} \times \frac{2,56^4}{2,56^4 + 5,05^4} = 3,560\text{kn} \end{array} \right.$$

F. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17,385 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,161\text{mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 1,522\text{mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = Q = 3,25 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_{max} = G + Q = 20,91 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 16,49\text{kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 16,49\text{kn/ml}$$

A. Calcul des moments isostatiques et corrigées :

Tableau. VI. 7: calcul des moments isostatiques et corrigées.

Moments isostatiques (kn.m)		Moments corrigées (kn.m)		
M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ty}	M_a
10,811	3,969	8,108	2,977	-5,409

B. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{mpa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e ; \sqrt[90]{\eta f_{t28}}) = 201,63 \text{ mpa}$$

Fissuration très nuisible.

Tableau. VI. 8: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Localisation		M ^s (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} $\leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	Obs.
Travée	Sens x-x	8,108	3,49	10024,96	2,82	Vérifier	163,90	Vérifier
	Sens y-y	2,977	3,49	10024,96	1,04	Vérifier	60,18	Vérifier
Appui		-5,405	3,49	10024,96	1,88	Vérifier	109,26	Vérifier

➤ Schéma de ferrailage :

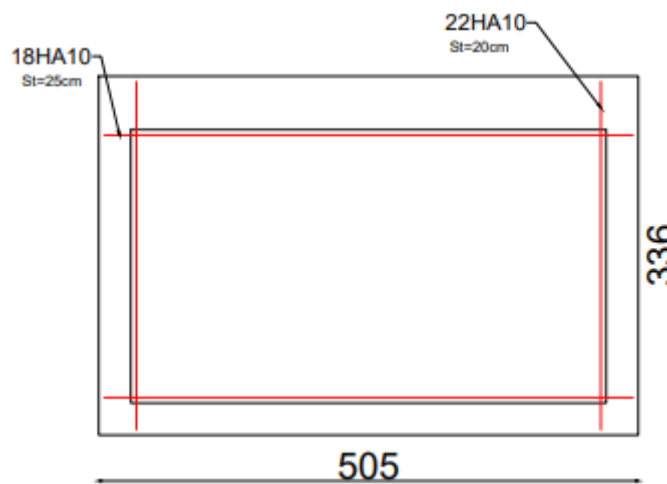


Figure. VI. 9: Schéma de ferrailage de la face tendue et comprimée du voile périphérique.

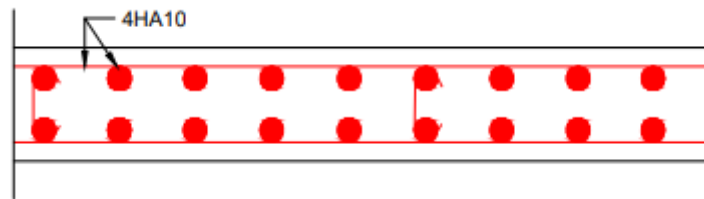


Figure. VI. 10: Schéma du ferrailage du voile périphérique.



Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude consiste l'étude d'un hôtel touristique contreventée par un système mixte portique/voile avec interaction est une expérience qui a permis d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire et l'application du logiciel de calcul (ETABS 2018).

L'analyse de la structure est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces. De ce fait on conclue que:

- L'ingénieur en génie civil doit consulter soigneusement le rapport du sol, car chaque paramètre peut faire changer le comportement de la structure.
- Le pré dimensionnement est lié directement à l'étude dynamique car après modélisation et les différentes vérifications telles que l'interaction, ainsi la vérification de l'effort normal réduit conduit à une confirmation des sections des éléments structuraux. Donc cette vérification ne doit pas être négligée.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voile-portique".
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une confirmation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- Le choix d'un bon site sur un bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier.

Outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

Bibliographie

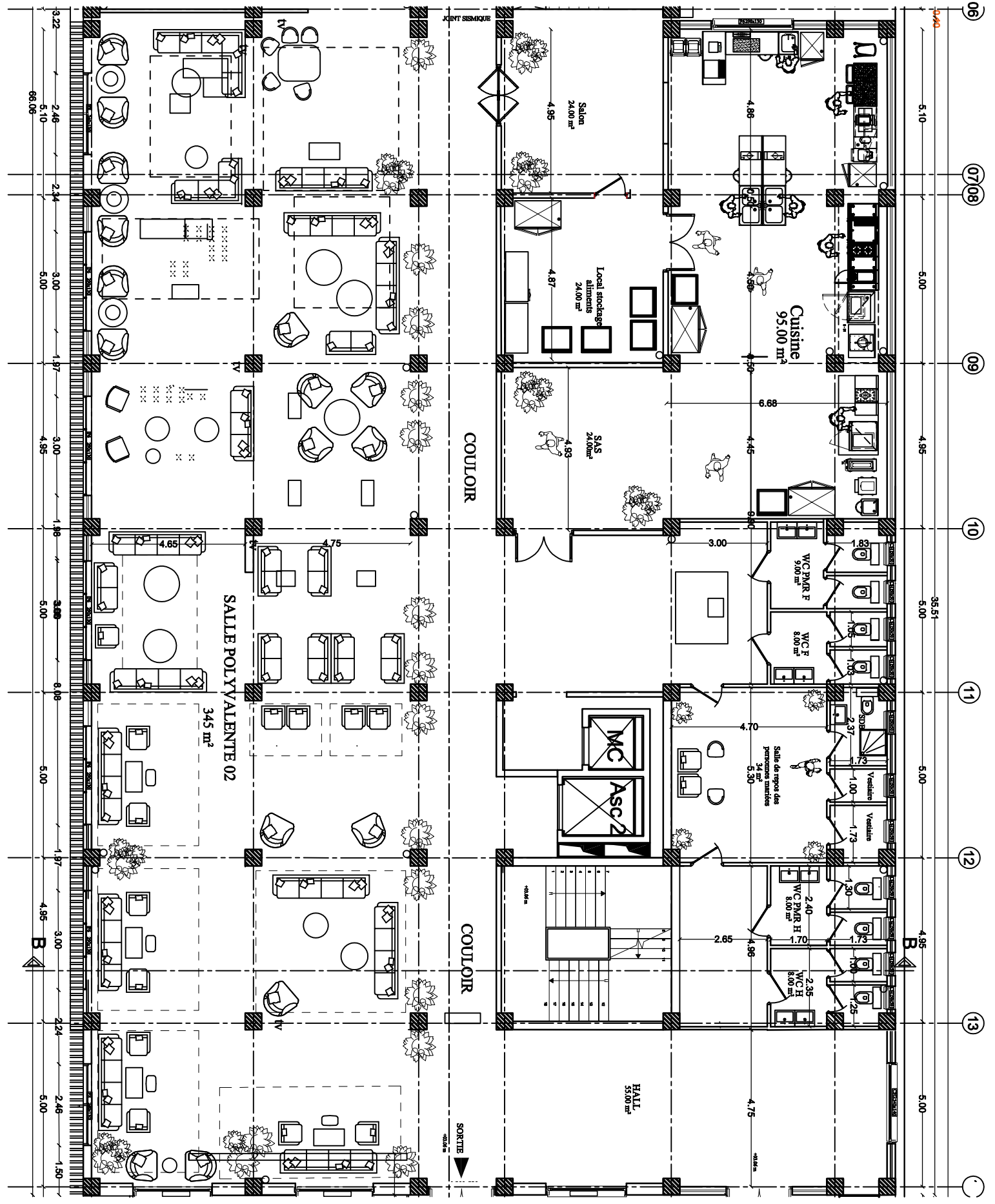
- **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99-Version 2003.
- **DTR BC 2.41** : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- **Rafik Taleb**: "Algerian Seismic Regulations RPA99-Vesion2003 for Reinforced Concrete Building Structures : Interpretations and Proposals" JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES 452017°139-154.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.
- Béton aux états limites BAEL 91-Version99.

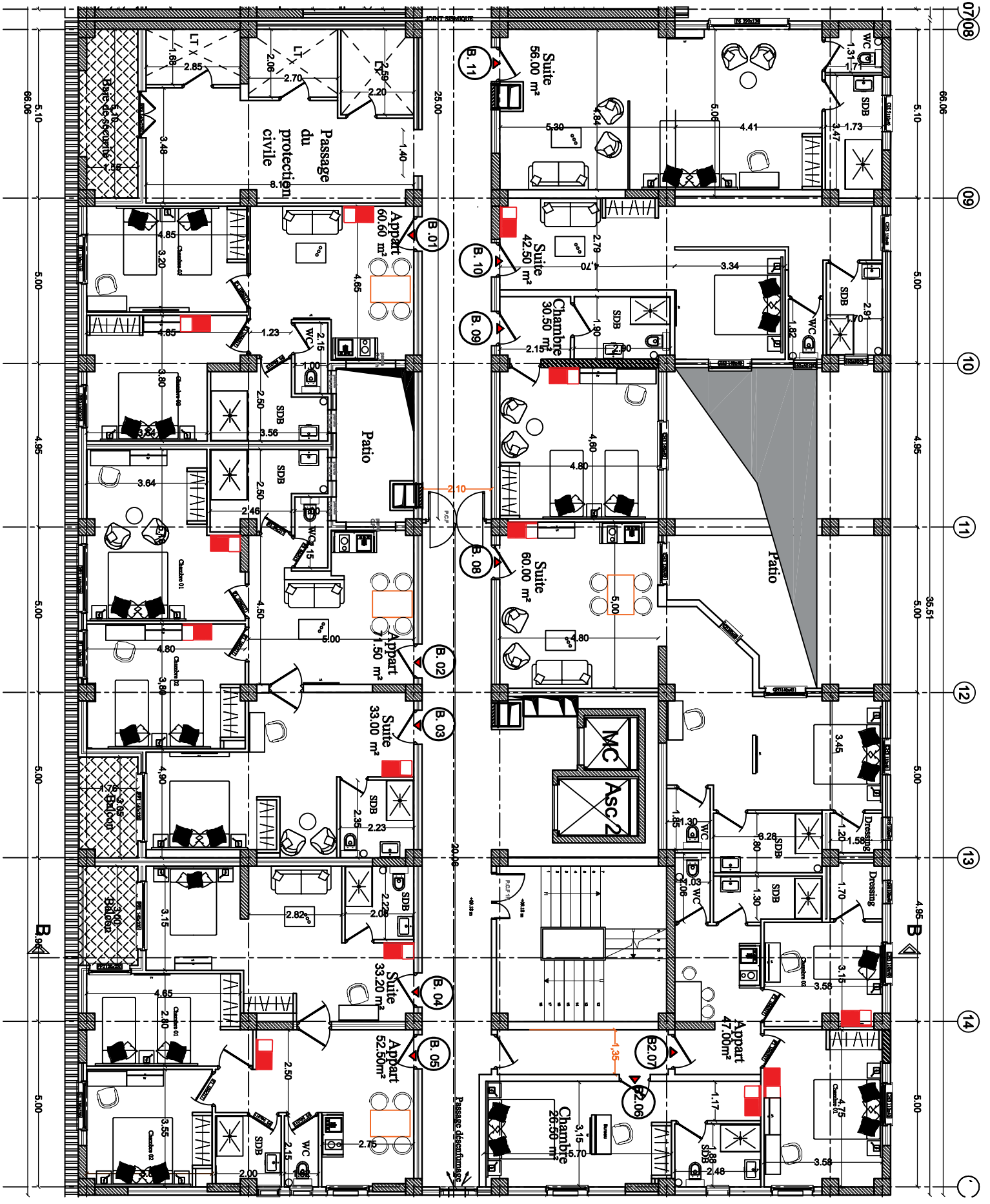
- Cahiers de cours de béton armée (C.E.S ; STR et 3^{ème}année).
- Cahier du projet fin de cycle 3^{ème} année.
- Mémoires de fin d'études.

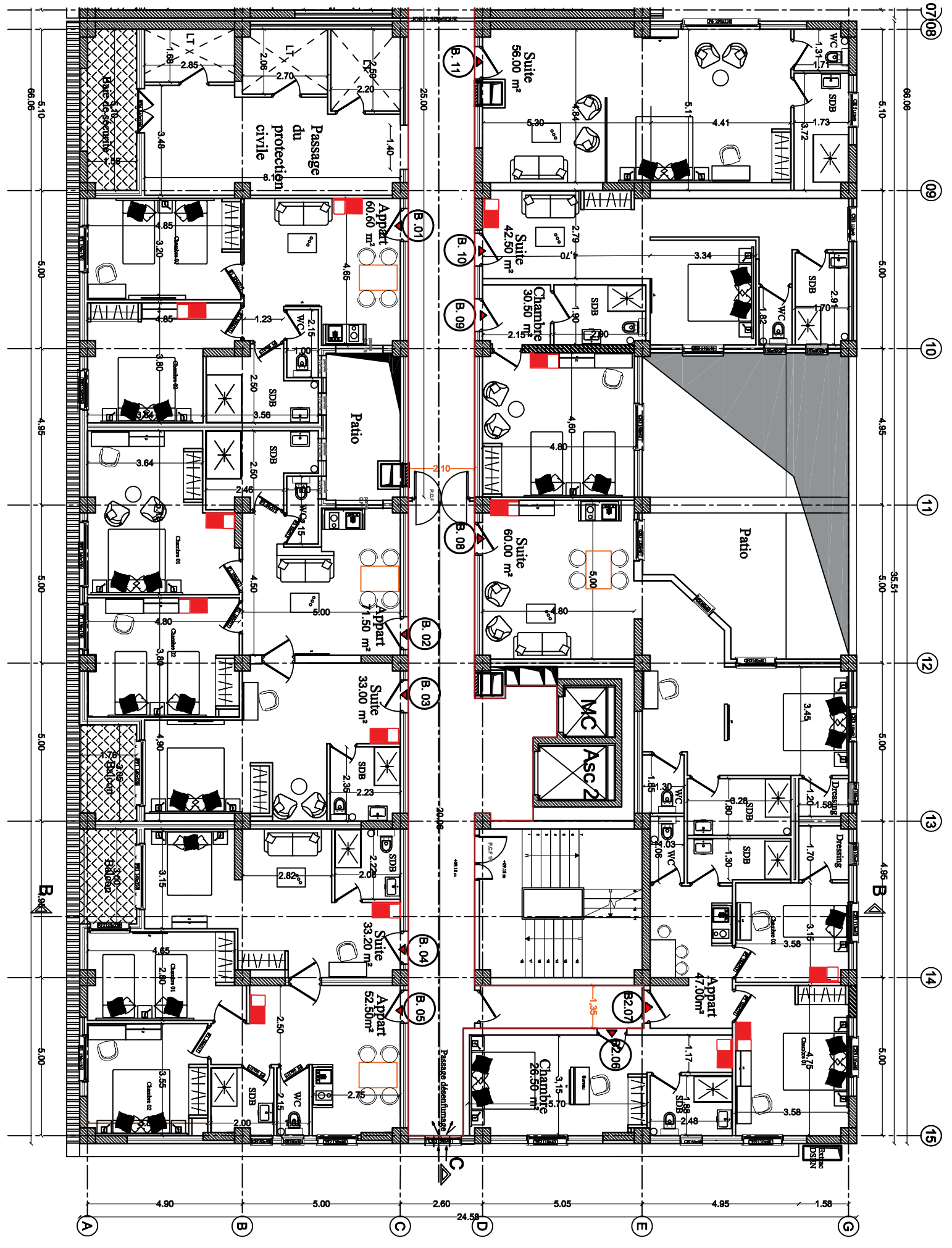
- Conception et analyse sismiques du bâtiment de (Wolfgang Jalil-Alan Jalil).
- Calcul des semelles d fondations en béton armée (Cherifi Fatiha).
- Note de calcul de fondation.

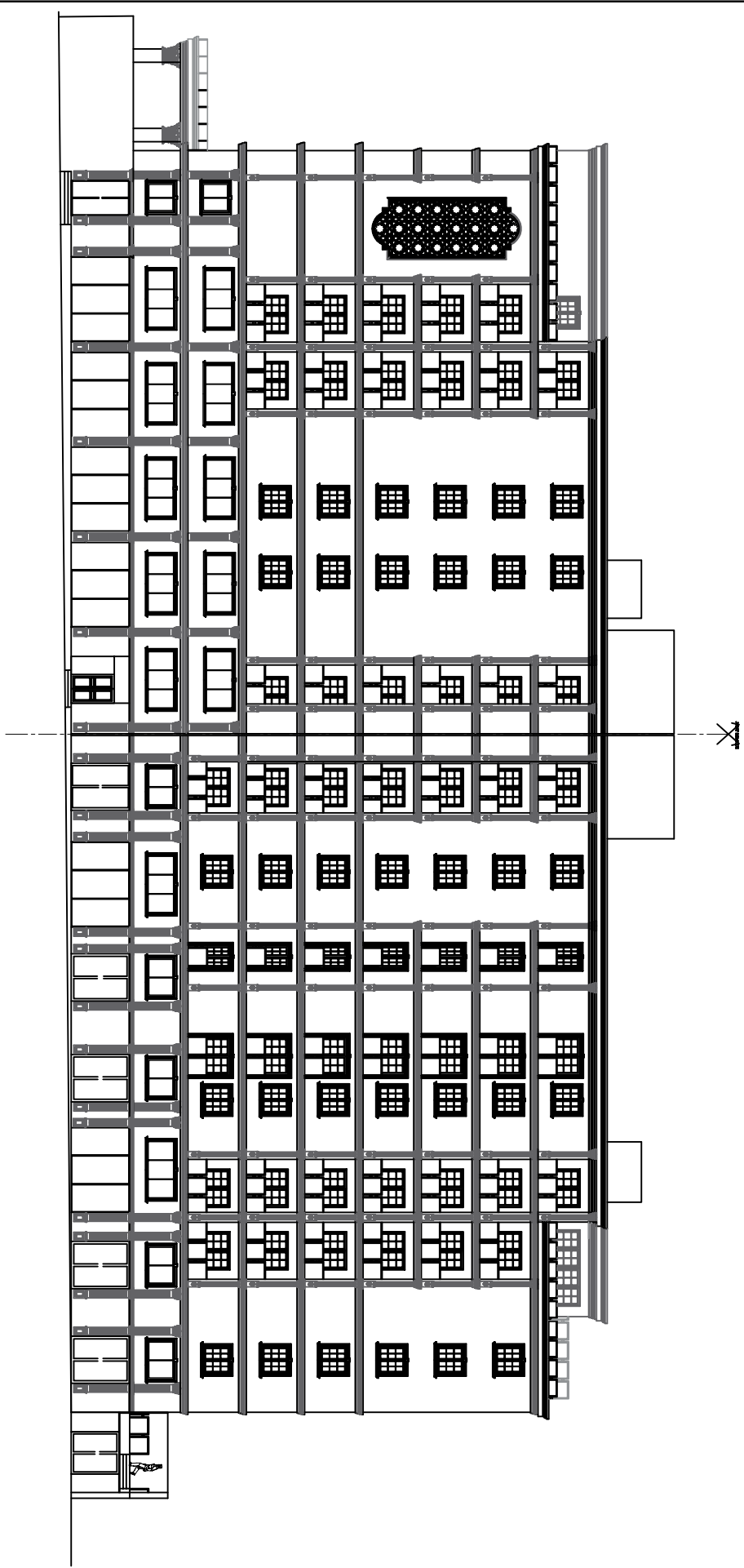
Logiciels

- ✓ ETABS 2018.
- ✓ Auto Cad 2021.
- ✓ Excel 2013.
- ✓ Programme de calcul CES.
- ✓ Programme béton Armé.
- ✓ Programme calcul d'une poutre de redressement.
- ✓ Ferrailage possibilités.
- ✓ ACIER.EXE
- ✓ Expert Robot 2010.









1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT		1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT	
1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT			
1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT			
1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT			
1. PROJEKTANT 2. PROJEKTANT 3. PROJEKTANT 4. PROJEKTANT			

65.97

5.61

4.89

9.57

35.51

16.45

B



+27.54m

+24.48m

Terrasse accessible
R+8

Patio

24.76

Terrasse accessible R+8
EXTOIRE VERTICALE m2

+24.48m

Terrasse accessible
R+8

Projet chauffante

31.04m

27.54m



Terrasse inaccessible

+29.94m

+29.94m

+27.54m

3.80

1.20

2.60

24.58

5.55

5.33

1.20

C



4.90

5.00

0.40

66.06

25.56

4.5

5.00

Terrasse accessible

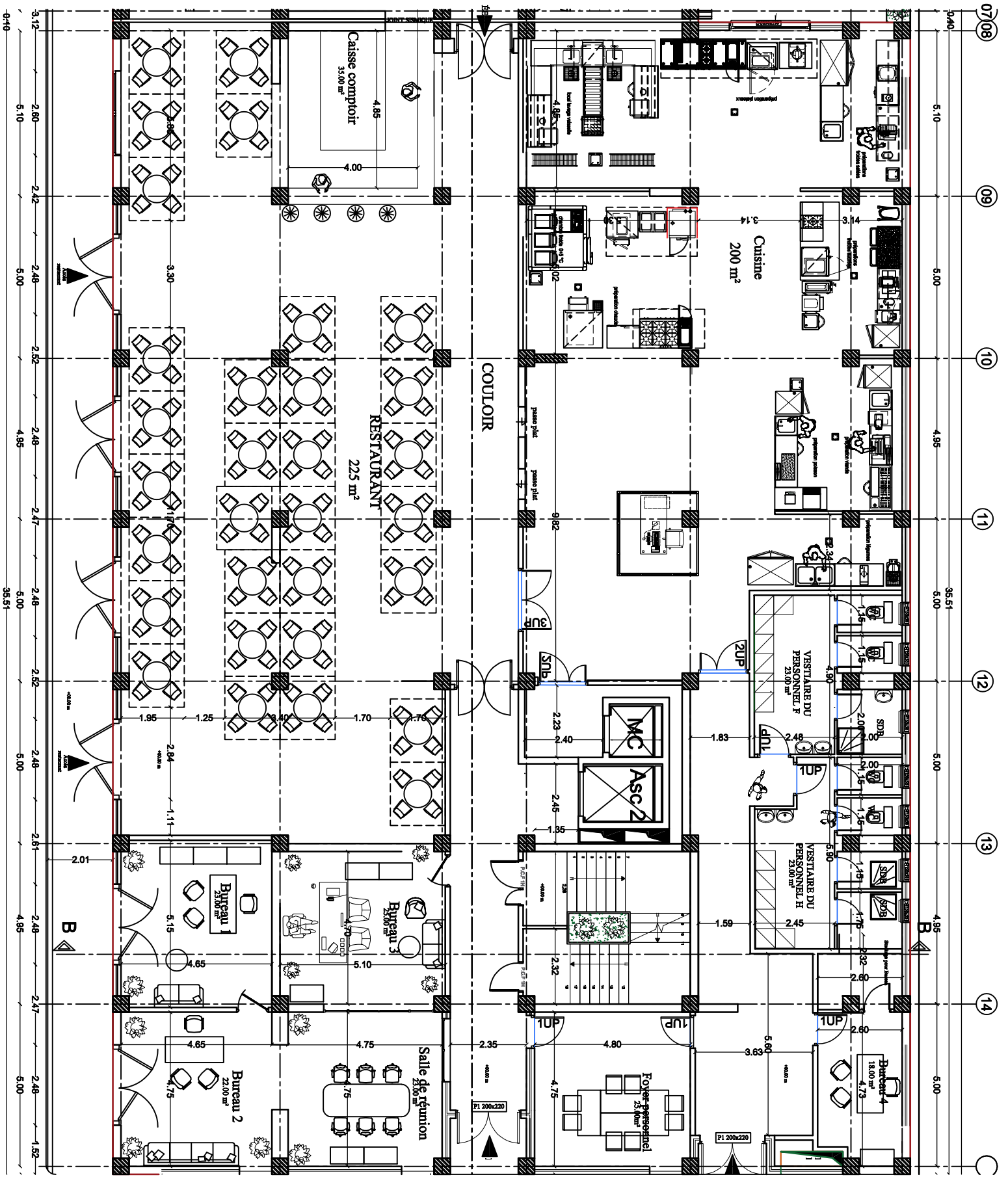
Terrasse inaccessible



B



C



Annexe (I)**Section Réelles d'armatures**

[Sections en (cm²) de N armatures de diamètre, Φ en (mm)]

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe (II)

Dalles Rectangulaires Uniformément Chargées articulées

Articulées Sur Leur Contour.

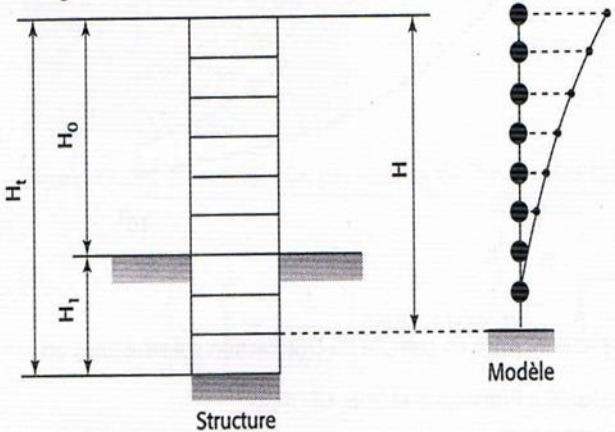
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe (III)

Conception et analyse sismiques du bâtiment

Guide d'application de l'Eurocode 8 à partir des règles PS 92/2004

De Jalil Wolfgang-Alan Jalil

PS 92	Eurocode 8
<p>Méthode forfaitaire – 6.233</p> <p>Lorsque les bâtiments comportent une infrastructure, il est loisible de considérer une hauteur de dimensionnement, qui est définie ci-après en fonction des hauteurs respectives de l'infrastructure et de la superstructure et en fonction de la nature de la couche de sol de fondation.</p> <p>Si H_0 désigne la hauteur de la superstructure et si H_1 désigne la hauteur de l'infrastructure, la hauteur H de dimensionnement est telle que :</p> <ul style="list-style-type: none">• $H = H_0$ si la structure est fondée sur rocher ou sol de catégorie a (cf. § 1.1) ;• $H = H_0 + H_1/2 \leq 1,5 \times H_0$ si la structure est fondée sur sol de catégorie b ;• $H = H_0 + H_1 \leq 2 \times H_0$ si la structure est fondée sur sol de catégorie c.  <p>The diagram shows a cross-section of a building with an infrastructure. The total height is labeled H_t. The superstructure height is H_0 and the infrastructure height is H_1. The dimensioning height H is indicated by a vertical arrow. To the right, a 'Modèle' (model) is shown as a vertical line with nodes, representing the structure used for seismic analysis.</p>	<p><i>Rappel</i> : voir paragraphe 2.3.1 pour équivalence entre les classes de sol entre EC8 et PS92.</p>

Annexe(IV)

Rapport : 91 logts promotionnels en R+12+3 entre sols à Ighil El Bordj, commune de Bejaia

VII- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain étudié pour recevoir le projet de réalisation de 91 logements promotionnels en R+12+3 entre sols à Ighil El Bordj-commune de Bejaia, est de relief accidenté et de nature argiles faiblement marneuses schisteuses en surface, schistes faiblement marneux en milieu et des marnes dur en profondeur. Cette nature est confirmée par la consultation de la carte géologique de Bougie.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondation, nous avons exploité les résultats des essais in situ « essais au prèssiomètre de Menard, les coupes lithologiques des sondages carottés » et les essais au laboratoire réalisés sur les échantillons récupérés.

A la base de ces résultats et les observations faites lors de la visite de site, nous suggérons :

- Des **fondations superficielles**.
- **Bloc A** : Une contrainte admissible du sol au maximum à **2,00 bars** pour un ancrage **5.0 mètres** de profondeur par rapport au terrain naturel actuel ; ou bien un ancrage à partir de **6.5 mètres** de profondeur par rapport à la route nationale RN24.
- **Bloc B** : Une contrainte admissible du sol au maximum à **2,00 bars** pour un ancrage **6.0 mètres** de profondeur par rapport au terrain naturel actuel ; ou bien un ancrage à partir de **9.3 mètres** de profondeur par rapport à la route nationale RN24.
- Les tassements éventuels seront de l'ordre de **0.7 mm**.

Afin d'éviter toute modification des caractéristiques de portance et de déformation du sol de fondations, il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes:

- Les travaux de terrassements et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies (les terrassements auront à atteindre le bon sol pour les zones jonchés de remblais.
- L'espace de temps séparant les terrassements des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.
- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellements et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds de fouilles.
- L'analyse des résultats des analyses chimiques montre que le sol présente une agressivité faible soit de classe XA1 (voir l'annexe).
- Blindage immédiat de fouilles pour éviter le remaniement et les éboulements des parois.
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales.

Enfin, le laboratoire reste à l'entière disposition du maître d'ouvrage pour plus d'information sur ce projet.

L'ingénieur chargé d'étude:

P/LMTPB :

RAHMOUNE.A

