

*Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures*

Thème

*Étude d'un bâtiment (R+8+S/Sol)
contreventé par un système mixte
(voile-portique)*

Promoteur:

Mme Boussa Leila

Réalisé par:

Melle Kessal Hassiba

Mr Dahmoune Nabil

Membres de Jury:

Mr. BRARA. A

Mr. BELHAMDI. N

Année Universitaire : 2018/2019

Remerciements

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

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

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^{me} BOUSSAA : notre promotrice, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

HASSIBA & NABIL

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance*

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

*À mon frère et mes sœurs : SAÏD, SIHAM, SANDRA,
SABRINA.*

À ma grand-mère

*À toute ma famille, et tous mes amis en particulier « Souhila,
Lynda, Nadjat, Nawal ».*

À mon encadreur « M^{me} BOUSSAA ».

Hassiba

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la reconnaissance*

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

À mon frère : yahya.

À ma grand-mère

*À toute ma famille, et tous mes amis en particulier « fougou,
didou, zahra »*

À mon encadreur « M^{me} BOUSSAA ».

Nabil

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés.
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A_u	Section d'aciers pour l'ELU.
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
V	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N_{ser}	Effort normal en service.
N_u	Effort normal de service.
V	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
B_r	Section réduite.
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

A	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Résistance calculé à 28 jours.
h₀	Épaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
St	Espacement des armatures.
α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
λ	Elancement.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente

Liste des figures

Figure II.1 : Disposition des poutrelles et dalles.....	6
Figure II. 2 : Coupe du plancher à corps creux.....	7
Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	7
Figure II.4 : Schéma d'un escalier.....	9
Figure II. 5 : Vue en plan d'escalier.....	10
Figure II.6 : Schéma statique d'escalier.....	10
Figure II.7 : Vue en plan d'un acrotère.....	10
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.....	12
Figure II. 9 : Surface afférente du poteau C ₂	14
Figure II.10 : La surface afférente du poteau C ₂	15
Figure II.11 : Surface afférente du poteau B ₂	18
Figure II. 12 : Schéma de disposition des poutrelles.	22
Figure II. 13 : Ferrailage de la dalle de compression.	34
Figure II.14 : Schéma de la dalle sur 3 appuis.....	35
Figure II.15 : Schéma de ferrailage.....	36
Figure II.16 : Les schémas de ferrailages des dalles.....	38
Figure II.17 : Schéma statique des escaliers.....	39
Figure II.18 : Section à ferrailer.....	39
Figure II.19 : Schéma Statique de la consol.....	42
Figure II. 20 : Schéma de ferrailage de la volée.....	43
Figure II.21 : Schéma de ferrailage de la consol.....	44
Figure II.22 : Schéma Statique de la poutre brisé.....	45
Figure II.23 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé.....	47
Figure II. 24 : Vue en plan de l'acrotère.....	48
Figure II.25: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.1 : Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 2016.....	55
Figure III.2: disposition des voiles.	56
Figure III.2: premier mode de déformation (translation suivant y)(T=0.956 sec).....	56
Figure III.3: deuxième mode de déformation (translation suivant x) (T=0.831 sec).	57
Figure III.4 :troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.722 sec).	57
Figure III.6 : Spectre de réponse de la structure selon Y-Y.....	59
Figure III.5 : Spectre de réponse de la structure selon X-X.....	59
Figure IV.1 : Zone nodale.....	66
Figure IV.2 : section des poteaux.....	70
Figure IV.3 : répartition des moments dans les zones nodales.	78
Figure IV.4 :.....	80
Figure IV.5 : les caractéristiques géométriques du voile Vy4.....	82
Figure IV.6 : schéma de ferrailage Vy4.....	85

Figure V.1 : Modèle de l'infrastructure	86
Figure V.2: Radier général nervuré	87
Figure V.3: Vue en plan du radier	88
Figure V.4 : Périmètre utile du poteau.....	91
Figure V.5 : schéma de ferrailage du radier.....	94
Figure V.6 : la poutre nervure dans l'infrastructure.....	94
Figure V.7 : Transmission des charges dans les dalles aux nervures (poutre de rigidité)	95
Figure V.8 : vue en plan de répartition des poutres de rigidité	95
Figure V.9 : les sollicitations (moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à L'ELU ..	96
Figure V.10 : les sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'ELS ..	97
Figure V.11 :Schéma de ferrailage des poutres de rigidité-Principale	99
Figure V.12 : Schéma de ferrailage des poutres de rigidité-Secondaire	100
Figure V.13 : panneau du voile périphérique le plus sollicité.....	101
Figure V.14 : Répartition des contraintes sur le voile.....	102
Figure V.15 : Schéma du voile périphérique	103

Listes des tableaux

Tableau II.1 : Différentes types des dalles pleines.....	8
Tableau II.2 : Les sections des poteaux	12
Tableau II.3 : les dimensions des voiles	12
Tableau II.4 : élévation des charges du plancher terrasse inaccessible	13
Tableau II.5 : élévation des charges du plancher étage courants ;RDC et sous-sol.....	13
Tableau II.6 : évaluation des charges des cloisons extérieures	13
Tableau II.7 : Evaluation des charges sur le palier	14
Tableau II.8 : évaluation des charges sur la volée	14
Tableau II.10 : descente de charge sur le poteau (B2)	18
Tableau II. 11 : vérification des poteaux à la compression simple	20
Tableau II.12: vérification au flambement	21
Tableau II.13 : dimensions des poteaux	22
Tableau II.14 : les différents types de poutrelles	23
Tableau II.15 : Choix de méthodes de sollicitations pour les différents types de poutrelles.....	23
Tableau II.16 : combinaison d'action	24
Tableau II.17 : sollicitations maximales des différents types de poutrelles.	26
Tableau II.18 : vérification des états limitent de déformation.	32
Tableau II.19 : les schémas de ferrailage des poutrelles.	33
Tableau II.20 : Les différentes types de dalle	35
Tableau II.21 :Sollicitations maximales dans les dalles pleines	37
Tableau II.22 : calcul du ferrailage à l'ELU	37
Tableau II.23 : Vérification de l'effort tranchant.	37
Tableau II.24 : Vérifications des contraintes à l'ELS.	37
Tableau II.25 : Vérification de la flèche.	38
Tableau II.26: ferrailage de l'escalier	40
Tableau II.27 : vérification des contraintes :	41
Tableau II.28 : ferrailage de la consol	42
Tableau II.29 :vérification des contraintes à L'ELS :	43
Tableau II.30 : les sollicitations dans la poutre brisée	44
Tableau II.31 : ferrailage de la poutre brisée	44
Tableau II.32 : ferrailage de la poutre de chaînage.....	46
Tableau II.33 : Différents combinaisons à utiliser.....	48
Tableau II.34 : ferrailage de la section	50
Tableau III.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales	58
Tableau III.2 Interaction sous charges verticales.....	60
Tableau III.3 : Interaction sous charges horizontales.....	60
Tableau III.4 : Interaction sous charges horizontales.....	61
Tableau III.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	61
Tableau III.6 : Vérification de l'effort normal réduit.	62
Tableau III.7 : Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)	63
Tableau III.8 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	63

Tableau III.9 : Vérification des effets P- Δ (sens x-x).	64
Tableau III.10 : Vérification des effets P- Δ (sens y-y).	65
Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimale et maximales dans les poteaux.	67
Tableau IV.2 : Les sollicitations dans les poteaux	68
Tableau IV.3 : Les armatures horizontales dans les poteaux	69
Tableau IV.4 : Les armatures transversales dans les poteaux	69
Tableau IV.5 : justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	70
Tableau IV.6 : Vérification des contraintes dans le béton	71
Tableau IV.7: Vérification des sollicitations tangentes	71
Tableau IV.8 : Schémas de ferrillages des poteaux.....	72
Tableau IV.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	74
Tableau IV.10: Les armatures longitudinales dans les poutres	74
Tableau IV.11 : Vérification des contraintes tangentielles	75
Tableau IV.12: Vérification au cisaillement.	76
Tableau IV.13: Vérification de la contrainte limite de béton.....	76
Tableau IV.14: Schéma de ferrillages des poutres	77
Tableau IV.15 : Moments résistant dans les poteaux.....	78
Tableau IV.16 : Moment résistant dans les poutres	78
Tableau IV.17 : vérification des zones nodales poutres principales	78
Tableau IV.18 : Vérification des zones nodales poutres secondaires.....	79
Tableau IV.19 : Les sollicitations les plus défavorables dans le voile Vy4	81
Tableau IV.20 : Ferrillages du voile Vy4 selon la combinaison 0.8G+Ey	83
Tableau IV.21 : Ferrillages du voile Vy4 selon la combinaison 0.8G-Ey	84
Tableau V.1 : Type de fondatoir	87
Tableau V.2 : Les caractéristique géométrique du radier	89
Tableau V.3 : Les résultats des forces par rapport au centre gravité	89
Tableau V.4 :Vérification des contraintes du sol sous les charges verticales	90
Tableau V.5 :Vérification au soulèvement	90
Tableau V.6:Vérification de la stabilité au renversement	91
Tableau V.7 :les sections d'acier dans les sens XX et YY	92
Tableau V.8: La vérification des contraintes	93
Tableau V.9:F éraillage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée.....	97
Tableau V.10 :vérification de l'effort tranchant	98
Tableau V.11:vication des contraintes	98
Tableau V.12 :les sections d'armatures pour le voile périphérique	102
Tableau V.13:vication des contraintes pour le voile périphérique.....	103

Sommaire

CHAPITRE I

I. introduction	1
II. présentation de l'ouvrage.....	1
III. choix du contreventement	1
IV. règlements et normes utilisées	2
V. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
V.I Le béton.....	2
V.I.1 Résistance caractéristique à la compression	2
V.I.2 Résistance caractéristique à la traction	2
V.I.3 module de déformation longitudinale du béton	2
VI Les contrainte limite de beton	4
VI.1.1.L'acier	4
VII.Conclusion	5

CHAPITRE II

II.1. Introduction	6
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	6
II.2.1. Planchers :.....	6
II.2.1.1 Plancher en corps creux	6
II.2.1.2 Plancher a dalles pleines	8
II.2.3. Les escaliers	9
II.2.4. L'acrotère.....	10
II.3 Pré- dimensionnement des éléments structuraux.....	11
II.3.1.Les poutres principales	11
II.3.2.Les poutres secondaires	11
II.3.3 La poutre de chainage.....	11
II.3.4 L es poteaux.....	11
II.3.5 Les voiles:.....	12
II.4. Evaluation des charges et surcharges	13
II.5.Descente de charges.....	14
II.6 Les vérification.	20
II.7 Calcul des poutrelles:.....	22
II.7.1.Planchers corps creux:	22
II.7.1.1. Les différents types de poutrelles	22
II.7.1.2 Choix de la méthode de calcul des sollicitations	23
II.7.2 Calcul des sollicitations maximales.....	24
II.7.3 Ferrailages des poutrelles	27
II.7.4 Etude de la dalle de compression	34
II.8 Etudes des dalles pleine	34
II.8.1 Les données de différentes dalles	35
II.8.2 Calcul des sollicitations	35

II.9 Etudes des escaliers	39
II.10 Calcul de la poutre palière brisé	44
II.10.1 Pré-dimensionnement de la poutre brisé.....	44
II.11 Calcul de l'acrotère de terrasse inaccessible	47
II.11.1 Evaluation des charges	47
II.11.2 La force sismique	48
II.11.3 Calcul des sollicitations	48

CHAPITRE III

III.1 Méthodes de calcul	52
III.1.1 Méthode statique équivalente	52
III.1.2.1 Modélisation de la structure :	55
III.1.2.2 Analyse du comportement de la structure	56
III.1.2.3 Analyse spectrale	58
III.2 Justification de l'interaction voile-portique	59
III.2.1 Sous charges verticales	59
III.2.2 Sous charge horizontales	60
III.3 Vérification de la résultantes de la force sismique.....	61
III.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	62
III.5 Justification vis-à-vis de déplacement	62
III.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	64

CHAPITRE IV

IV. Introduction	66
IV.1. Étude des poteaux	66
IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003	66
IV.1.2. Ferrailage	68
IV.1.3. Vérifications.....	69
IV.1.4. Dispositions constructives.....	71
IV.1.5. Schémas de ferrailage	72
IV.2. Etude des poutres	72
IV.2.1. Recommandation du RPA99/2003.....	76
IV.2.2. Ferrailage des poutres	73
IV.2.2.1. Sollicitation de calculs :	73
IV.2.2.2. Les armatures longitudinales	74
IV.2.2.3. Les armatures transversales.....	75
IV.2.3. Vérifications à l'ELU :	75
IV.2.3.1. Condition de non fragilité :	75
IV.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :	75
IV.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	75
IV.2.4. Vérifications à l'ELS :	76
IV.2.4.1 Etat limite de compression du béton :	76
IV.2.4.2. Vérification de la flèche	76
IV.2.5. Vérification des zones nodales.....	77
IV.3. Etude des voiles	79
IV.3.1. Type de sollicitation:.....	79

IV.3.2. Recommandation du RPA :	79
IV.3.2.1 Armature verticale:	79
IV.3.2.2 Armature horizontale :	79
IV.3.2.3 Armature longitudinale:	80
IV.3.2.4 Armature de couture:	80
IV.3.3. Calcule des voiles par la méthode des contraintes :	80
IV.3.3.1 Section entièrement tendue:	79
IV.3.3.2 Section entièrement comprimée:	79
IV.3.3.3 Section partiellement comprimée :	79
IV.3.4 Les sollicitations de calcule :	79
IV.3.4.1 Les caractéristique géométrique du voile Vy_4 :	79
IV.4. Ferrailage d'un voile type selon YY : Vy_4 :	79
IV.5 Schéma de ferrailage Vy_4 :	79

CHAPITRE V

V :Infrastructure	86
V.1 :Etude du sol	86
V.2 :Type de sol adopté	87
V.3 :Radier générale nervuré	87
V.3.1 :Pré dimensionnement du radier	88
V.3.1.2 :Dalle du radier	88
V.3.1.2 :Les nervures	88
V.3.1.3 : Le Débord	88
V.3.2 :Caractéristique géométrique du radier	88
V.3.3 :Résultats des forces(N ,M1,M2,V) par rapport au centre de gravité(X_g, Y_g)	89
V.3.4 :Justification du radier	89
V.3.4.1:Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	89
V.3.4.2 : Vérification au soulèvement	90
V.3.4.3 : Vérification de la stabilité au renversement	90
V.3.4.4 : Vérification de l'effort de sous pression	91
V.3.4.5 : Vérification au poinçonnement	91
V.3.5 : Ferrailage de la dalle radier	92
V.3.5.1 : Section d'acier	92
V.3.6 : Vérification des contraintes	93
V.3.7 : Ferrailage Débord	93
V.3.8 : Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)	94
V.3.8.1 : Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures	96
V.3.8.2 : Ferrailage longitudinale	97
V.3.8.3 : Vérification de l'effort tranchant	98
V.3.8.4 : Vérification des contraintes	98
V.3.8.5 : Schémas de ferrailage d'une nervure principale	99
V.3.8.6 : Schéma de ferrailage d'une nervure secondaire	100
V.4 : Voile périphérique	101
V.4.1 : Caractéristique du sol	101
V.4.2 : Le panneau plus sollicité du voile	101
V.4.3.1 : La poussé des terres	101
V.4.3.2 : Surcharge accidentelle	101
V.4.4 : Ferrailage du voile	101

V.4.5 : Vérification de l'effort tranchant.....	102
V.4.5.1 : Vérification à l'ELS	103
V.4.5.2 : Schéma du ferrailage du voile périphérique	103

Introduction générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays, et tenir compte des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8 + sous-sol), il regroupe à la fois Parking, bureaux, et logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques + voiles). Il est structuré en cinq chapitres principaux.

Chapitre I : Généralités

I.1. INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'une construction (R+8+un Sous-Sol) bi-fonctionnelle qui regroupe bureaux et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99 addenda 2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Bejaia (Sidi Ahmed), qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA 99 addenda 2003. Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- ❖ Largeur en plan $L_y = 9.7\text{m}$
- ❖ Longueur en plan $L_x = 20.97\text{m}$
- ❖ La hauteur totale $H_{\text{tot}} = 29.07\text{m}$
- ❖ La hauteur de sous-sol $H_{\text{ssol}} = 3.06\text{m}$
- ❖ La hauteur de RDC $H_{\text{RDC}} = 4.59\text{m}$
- ❖ La hauteur d'étage courant $H_{\text{ec}} = 3.06\text{m}$

Les données géotechniques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- ❖ Le site est de catégorie S3 (site meuble).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{adm}} = 1.8$ bars à partir de 1.2m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel.

I.3 Choix du contreventement

Selon le RPA99 addenda 2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Règlements et normes utilisées

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Le béton

Le béton choisi est de classe **C25**, sa composition du béton doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.4.2 Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28jours est

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

I.4.3 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.4.4 module de déformation longitudinale du béton

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = (1/3) E_{ij} \dots\dots\dots(\text{Art A.2.1.2 CBA93}) \\ E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots(\text{Art A.2.1.2 CBA93}) \\ E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa.} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

ψ_{0i} : 0,77 pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

• **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

a. Combinaison d'action à l'E L S

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

b. combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.5. Les contraintes limites du béton

- **La contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{Pour une situation courante.} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $> 24h$.

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

- **La contrainte de compression à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$; Ce qui donne $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$.

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

1.5.1 L'acier

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier Fe400 et Fe500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structures sont des Fe400 caractérisés par :

- ❖ Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- ❖ Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$
- ❖ Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$
- ❖ Module d'élasticité : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

*Chapitre II : Pré dimensionnement &
calcul des éléments secondaires*

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91, RPA99 addenda 2003 et le CBA93.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II.2.1 Les planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; dalle pleine pour les portes à faux.

II.2.1.1 Plancher en corps creux

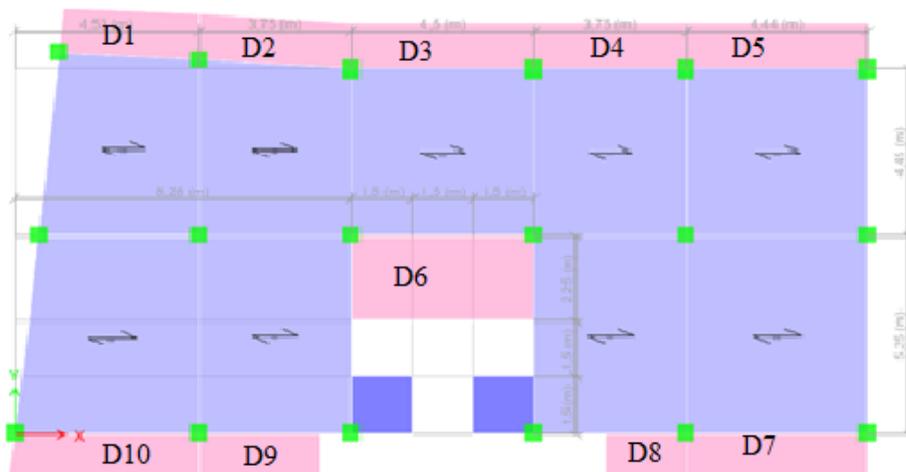


Figure.II. 1 disposition des poutrelles et dalles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

(Art B.6.8.4.2 CBA 93).

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L_{min}}{22.5} ; L=423 \text{ cm.} \Rightarrow h_t \geq \frac{423}{22.5} = 18\text{cm.}$$

Comme le marché nous impose généralement la hauteur du corps creux $h=20\text{cm}$; donc on opte pour (16+4).

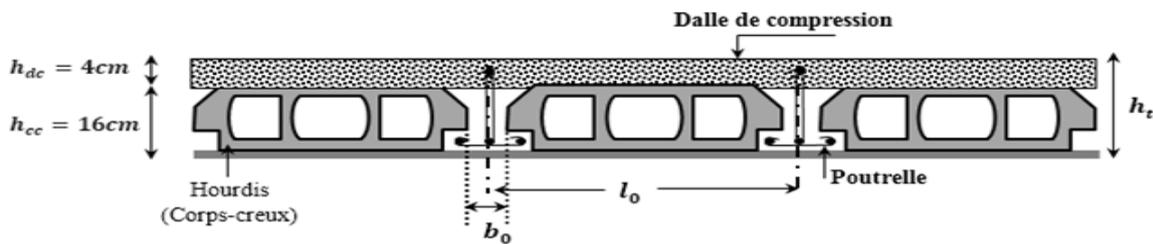


Figure.II. 2 coupe du plancher à corps creux

❖ Les poutrelles :

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

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

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

❖ Pré dimensionnement :

- h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20\text{ cm}$).
- h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$).
- b_0 : Largeur de la nervure ;
- Tel que : $b_0 = (0.8 \text{ à } 12)$;
- On opte pour : $b_0=10\text{ cm}$

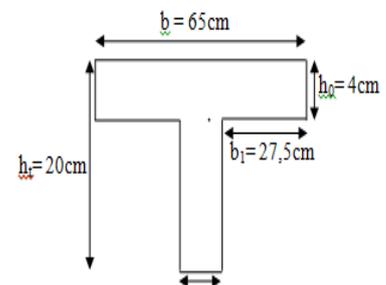


Figure II.1 : Coupe transversale d'une poutrelle

- b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$
- L_x : distance entre nus de deux poutrelles : $L_x = b - b_0 = 55$
- L_y : la longueur de travée minimale de la poutrelle : $334-30=304$

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

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

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

II.2.1.2. Les plancher a dalles pleines :

Sont des dalles en béton armée généralement utilisés lorsqu'on a des travées et des surcharges plus importantes.

Le pré dimensionnement de ce type de dalle revient à déterminer son épaisseur en respectant les critères suivant :

a) Critère de résistance :

- $e \leq \frac{lx}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis.
- $\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis : si $\rho \geq 0.4$.
- $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis : si $\rho \leq 0.4$.

Tel que : Lx : la petite portée entre nus d'appuis du panneau.

Ly : la grande portée entre nus d'appuis du panneau.

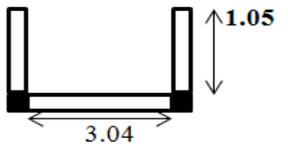
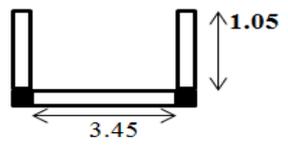
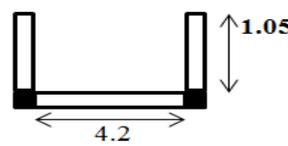
b) Critère de coupe-feu :

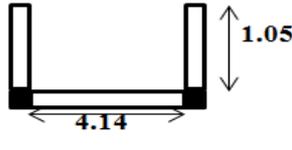
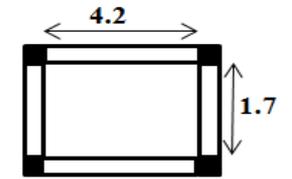
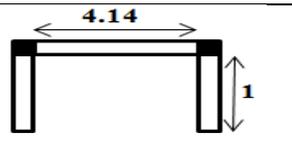
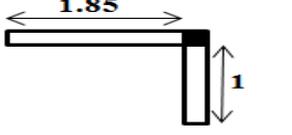
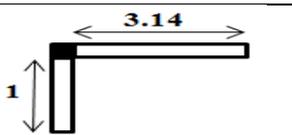
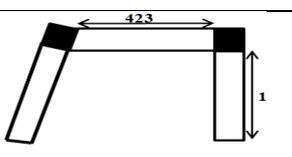
- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 14\text{cm}$ pour plus de deux heures de coup feu(BAEL91).

c) Critère de l'isolation phonique :

Pour avoir une bonne isolation des dalles pleines le règlement (CBA 93) nous exige à prendre une épaisseur minimale de 13cm.

Tableau.II. 1 Différentes types des dalles pleines

Panneaux	Schéma de la Dalle pleine	Lx (cm)	Ly (cm)	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	$e_{calculé}$ (cm)	$e_{adopté}$ (cm)
D1, Dalle sur 3 appuis		105	304	0.34	3.5	14
D2 et D4 dalles sur 3 appuis		105	345	0.30	3.5	14
D3 dalle sur 3 appuis		105	420	0.25	3.5	14

D5 Dalle sur 3 appuis		105	414	0.253	3.5	14
D6 dalle d'ascenseur sur 4 appuis		170	420	0.404	4.25	14
D7 Sur 3 appuis		100	414	0.241	3.33	14
D8 Sur 2 appuis		100	185	0.540	2.5	14
D9 Dalle sur 2 appui		100	314	0.318	3.33	14
D10 Dalle sur 3 appuis		100	423	0.236	3.33	14

II.2.3 Les escaliers :

Les escaliers sont des successions de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont réalisées en béton armée coulé sur place, qui se compose de ces éléments :

- La marche.
- Giron (g).
- La contre marche.
- La paillasse.
- Le nez de la marche.
- Palier de repos.
- La volée.

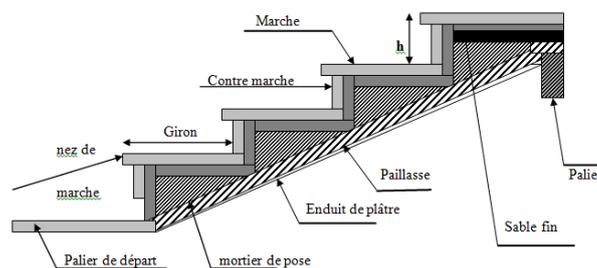


Figure.II. 3 schéma d'un escalier

Dans notre projet on a repéré un seul type d'escalier

- Hauteur d'étage H=3.06 m

- Hauteur de la marche $h = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$.
- Vérification de la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

$$60 - 2h \leq g \leq 64 - 2h \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

Donc on opte pour ce type d'escalier : $g = 30 \text{ cm}$, $h = 17 \text{ cm}$.

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée comme suite : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

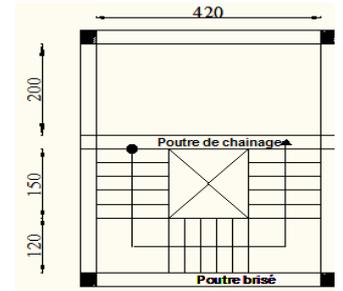


Figure.II. 4 vue en plan d'escalier

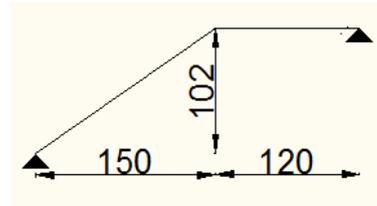


Figure.II. 5 schéma statique d'escalier

$$L = L_v + L_p \quad \text{tel que} \quad \begin{cases} L_p = 120 \text{ cm} . \\ L_v = \sqrt{150^2 + 102^2} = 181.39 \text{ cm} . \\ L = 301.39 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\frac{301.39}{30} \leq e \leq \frac{301.39}{20} \Rightarrow e = 15 \text{ cm} .$$

Donc d'après le pré dimensionnement de la volée la plus défavorable on opte une épaisseur de 15 cm pour la paillasse qui appartient à la cage d'escalier de l'étage courant.

II.2.4 L'acrotère :

Hypothèse de calcul :

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

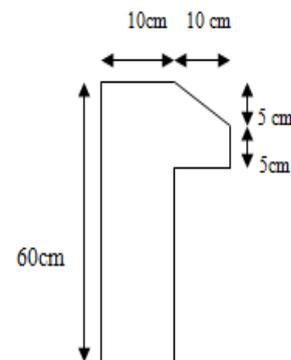


Figure.II. 6 : vue en plan d'un acrotère

⇒ Les charges sur l'acrotère avec le revêtement

$$S_{\text{acrotère}} = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + (0.10 \times \frac{0.05}{2}) \Rightarrow S_{\text{acrotère}} = 0.067 \text{ m}^2 .$$

Les charges permanentes :

$$\text{Poids propre : } G_1 = \gamma_b \times s \times 1 = 25 \times 0.067 \times 1 = 1.687 \text{ KN/ml} .$$

$$\text{Enduit de ciment : } G_2 = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml} .$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.687 + 0.4 = 2.087 \text{ KN/ml}$$

Surcharge $Q=1$ KN/ml.

II.3 : Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1: Poutre Principale (PP) :

Disposées perpendiculaires aux poutrelles, elle est calculée comme suite : $\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$

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

L_{max} : $528-30= 498$ cm.

$$\frac{498}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{498}{10} \Rightarrow 33.2cm \leq h_{pp} \leq 49.8cm.$$

On prend $h= 45$ cm ; $b=30$ cm.

$$\text{Les conditions du RPA : } \begin{cases} b = 30cm \geq 20 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{p} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II. 3.2 Poutre Secondaire (PS) :

Disposée parallèlement aux poutrelles

$L_{max} = 453-30=423$ cm.

$$\frac{423}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{423}{10} \Rightarrow 28.2cm \leq h_{ps} \leq 42.3cm.$$

On prend $h=40$ cm ; $b=30$ cm.

$$\text{Les conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5.1) : } \begin{cases} b = 30cm \geq 20 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{p} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.3.3 La poutre de chaînage :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{420}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{420}{10}$$

$$\Rightarrow 28 \leq h_{pch} \leq 42 \quad ; \quad \text{On opte pch (30*35)cm}^2.$$

II.3.4: Les poteaux :

Le pré dimensionnement se fait selon critères :

- Critère de résistance.
- Critère de la stabilité de forme.
- Les conditions RPA/2003.

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente. Les poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités sont :

- Poteau au niveau de la cage d'escalier C2.

Pour effectuer de la descente de charge on doit supposer les sections de poteau comme le résume le tableau si dessus :

Tableau.II. 2 Les sections des poteaux

Niveau	Dimension supposé (cm ²)	Les poids propre (KN)
Etage (7 et 8)	40*55	16.83
Etage (4, 5 et 6)	40*60	18.36
Etage (1, 2 et 3)	45*60	20.655
RDC	45*65	33.564
Sous-sol	45*65	22.376

II.3.5 Les voiles :

Ce sont des éléments de contreventement pleins ou comportant des ouvertures, en béton armé disposés verticalement.

Le dimensionnement d'un voile revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{22} ; 15cm \right) ; L \geq 4 \times e$$

H_e : la hauteur libre d'étage.

H_{pp} : hauteur total de la poutre.

L : Longueur du voile.

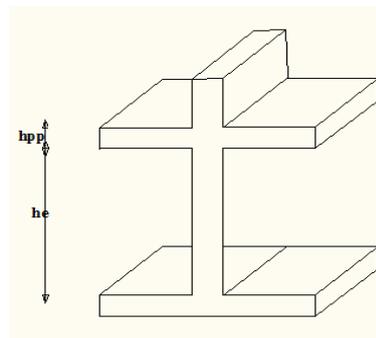


Figure.II. 7 : coupe de voile en élévation

Les résultats du pré dimensionnement des voiles se résultants dans tableau suivant :

Tableau.II. 3 les dimensions des voiles

Nature d'étage	h _e (cm)	e ≥ $\frac{h_e}{22}$ (cm)	Epaisseur (cm)
RDC	459-40=419	e ≥ $\frac{419}{22} = 19,045$	20
Sous-sol + étage courant	306-40=266	e ≥ $\frac{266}{22} = 12,091$	20

II.4 : Evaluation des charges et surcharges :

- Terrasse inaccessible :

Tableau.II. 4 élévation des charges du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
01	Protection en gravier	0.05	17	0.85	
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	
03	Forme de pente	0.1	22	2.2	
04	Isolation thermique	0.04	22	0.16	
05	plancher	Corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
		Dalle pleine	0.14	25	3.5
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2	
Charge permanente totale				G_{cc} = 6.38	
				G_{dp} = 7.03	
Surcharge d'exploitation				Q = 1	

- Plancher sous-sol + RDC + étage courant

Tableau.II. 5 élévation des charges du plancher étage courants ;RDC et sous-sol

	Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4	
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4	
03	Lit de sable	0.02	18	0.36	
04	plancher	corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
		Dalle pleine	0.14	25	3.5
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.4	
06	Cloison de séparation	0.1	10	1	
Charge permanente totale				G_{cc} = 5.41	
				G_{dp} = 6.2	
Surcharge d'exploitation étage et RDC				Q = 1.5	
Surcharge d'exploitation étage (balcon)				Q = 3.5	
Surcharge d'exploitation SOUS SOL				Q = 2.5	

Evaluations des charges des murs : double cloisons

Tableau.II. 6 évaluation des charges des cloisons extérieures

	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.15	9	1.35
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Brique creuse	0.1	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2.81

- Evaluation des charges sur le palier :

Tableau.II. 7 Evaluation des charges sur le palier

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.15	25	3.25
05	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

- Evaluation des charges sur la volée :

Tableau. II. 8 Evaluation des charges sur la volée

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
01	Le poids de la volée	0.15/(cos 34.21)	25	4.53
02	Revêtement horizontal	0.02	20	0.4
03	Revêtement vertical	0.02× 17/30	20	0.23
04	Mortier horizontal	0.02	18	0.36
05	Mortier vertical	0.02× 17/30	18	0.20
06	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
07	Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Charge permanente totale				G = 7.95
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

II.5: Descente de charges :

- ❖ Sur la terrasse inaccessible :

PP : poutre principales.

PS : poutre secondaire.

CC : plancher à corps creux.

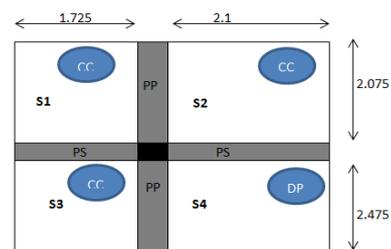


Figure. II. 8 surface afférente du poteau C₂

Calcul des surfaces afférentes

$$S_1 = 1.725 \times 2.075 = 3.579 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 2.1 \times 2.075 = 4.357 \text{ cm}^2.$$

$$S_3 = 1.725 \times 2.475 = 4.269 \text{ cm}^2.$$

$$S_4 = 2.1 \times 2.475 = 5.197 \text{ cm}^2.$$

*** Etage courant :**

$$G_{pch} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 2.1 = 5.512 \text{ KN}.$$

$$G_{Dp} = 4.2 \times 5.11 = 21.462 \text{ KN}.$$

$$G_{volée} = 0.21 \times 7.95 = 1.669 \text{ KN}.$$

$$P_{mur \text{ étage}} = (3.06 - 0.45) \times 2.81 \times (1.2 + 0.8) = 14.668 \text{ KN}.$$

$$P_{mur \text{ RDC}} = (4.59 - 0.45) \times 2.81 \times (1.2 + 0.8) = 24.139 \text{ KN}.$$

les charges des éléments :

$$G_{pp} = 4.55 \times 25 \times 0.3 \times 0.45 = 15.356 \text{ cm}^2.$$

$$G_{ps} = 3.825 \times 25 \times 0.3 \times 0.4 = 11.475 \text{ cm}^2.$$

$$G_{cc} = 6.38 \times 12.205 = 77.867 \text{ cm}^2.$$

$$G_{DP} = 7.03 \times 2 \times 5.197 = 36.538 \text{ cm}^2.$$

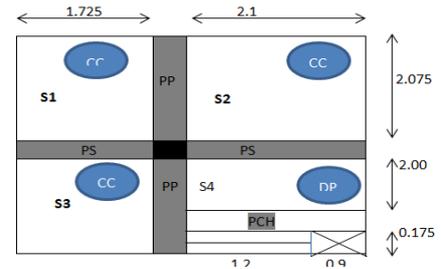


Figure. II. 9 la surface afférente du poteau C2

*** Application de la loi de dégression :**

La surcharge exploitation ce calcule par la loi de dégression donne par le DTR donne si dessus :

Sous la terrasse : Q_0

Etage 7 : $Q_0 + Q$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Etage 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Etage 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Etage 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Etage 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Etage 1 : surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

DTR B.C 2.2 (6.3)

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (C2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.II. 9 Descente de charge sur le poteau (C₂)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	114.406	20.006
	Poteau	16.83	
	PP + PS	26.831	
	Total	158.067	20.006
N2	Venant de N1	158.067	34.185
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	
	Poteau + Mur	31.498	
	Escalier	23.131	
	Total	311.07	51.191
N3	Venant de N2	311.07	34.185
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	
	Poteau + Mur	33.028	
	Escalier	23.131	
	Total	465.603	84.957
N4	Venant de N3	465.603	34.185
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	
	Poteau + Mur	33.028	
	Escalier	23.131	
	Total	620.136	112.305
N5	Venant de N4	620.136	34.185
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	
	Poteau + Mur	24.993	
	Escalier	23.131	
	Total	743.929	136.235
	Venant de N5	743.929	34.185

N6	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	
	Poteau + Mur	35.323	
	Escalier	23.131	
	Total	900.757	156.746
N7	Venant de N6	900.757	
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	34.185
	Poteau + Mur	35.323	
	Escalier	23.131	
	Total	1057.585	173.839
N8	Venant de N7	1057.585	
	Plancher étage	66.029	
	PP + PS +PCH	32.345	34.185
	Poteau + Mur	35.323	
	Escalier	23.131	
	Total	1214.413	189.905
N9	Venant de N8	1214.413	
	Plancher étage	94.147	
	PP + PS	26.831	50.02
	Poteau + Mur	57.703	
	Total	1393.094	239.925
N10	Venant de N9	1393.094	
	Plancher étage	94.147	50.02
	PP + PS	26.831	
	Poteau	22.376	
	Total	1536.448	289.945

G =1536.448 KN

Q = 289.945 KN.

Afin de tenir compte de la continuité des portiques le règlement de **BAEL (art B .8.1.1)** a exigé une majoration de l'effort ultime de :

- Dans notre cas on doit majorer de 15% (les bâtiments à 2 travées).

$$Nu^* = 1.15 (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 2885.491 \text{ KN.}$$

Le deuxième poteau :

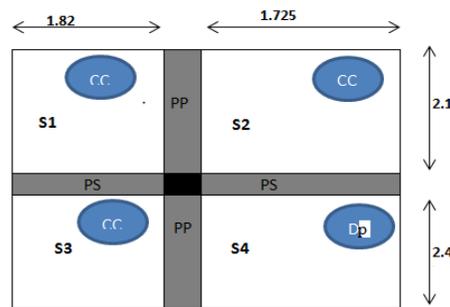


Figure.II. 10. surface afférente du poteau B2

Tableau.II. 10: descente de charge sur le poteau (B2)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	105.27	19.051
	Poteau	16.83	
	PP + PS	26.345	
	Total	148.445	
N2	Venant de N1	148.445	28.576
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	16.83	
	Total	280.985	
N3	Venant de N2	280.985	28.576
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	18.36	
	Total	414.955	
N4	Venant de N3	414.955	28.576
	Plancher étage	89.585	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	18.36	
	Total	549.245	
	Venant de N4	549.245	28.576

N5	Plancher étage	89.265	116.209
	PP + PS	26.345	
	Poteau	18.36	
	Total	683.215	
N6	Venant de N5	683.215	28.576
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	20.655	
	Total	819.48	
N7	Venant de N6	819.48	28.576
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	20.655	
	Total	955.745	
N8	Venant de N7	955.745	28.576
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.345	
	Poteau	20.655	
	Total	1092.01	
N9	Venant de N8	1092.01	47.627
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.635	
	Poteau + mur	87.717	
	Total	1295.327	
N10	Venant de N9	1295.327	47.627
	Plancher étage	89.265	
	PP + PS	26.635	
	Poteau	22.376	
	Total	1433.603	

G =1433.603 KN

Q = 256.327 KN.

$$Nu^* = 1.15 (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 2667.833 \text{ KN.}$$

Donc le poteau le plus sollicité c'est le poteau sur la cage d'escalier.

II.6 Les vérifications :

*** Vérification selon le critère de résistance :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$f_{bu} = \frac{N_U}{B} \leq f_{bu}; \quad \text{tel que } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Exemple de calcul poteau a la base (35*65) :

$$B \geq \frac{N_U}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{2885.491 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.203 \text{ m}^2.$$

On a $B = 0.45 \times 0.65 = 0.293 \text{ m}^2$. $B = 0.293 \geq 0.203 \text{ m}^2$ **condition vérifiée.**

*** Vérification des poteaux à la compression simple :**

Tableau.II. 11 vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm)	Condition $B \geq B_{calculé}$		observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
Sous-sol+ RDC	2885.491	45×65	0.293	0.203	vérifiée
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	279.909	45×60	0.270	0.020	Vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1156.488	40×60	0.240	0.081	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	1941.773	40×55	0.220	0.136	Vérifiée

*** vérification au flambement :**

D'après le CBA 935(article B.8.2.1), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \overline{N_U} = \alpha \times \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br : section réduite de poteau $\Rightarrow Br = (b - 2) \times (h - 2)$.

As : section des armatures calculées ; $As \geq 0.8\% * Br$ on prend $As = 1\% * Br$.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5.

γ_s : Coefficient de flambement : 1.15.

l_f : Longueur de giration définit par : $l_f = (0.7 * l_0)$.

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

λ : est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

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

L_0 : Longueur du Poteau.

$A_s \geq 0.8\% * Br$ on prend $A_s = 1\% * Br$.

$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$; Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement :

Tableau.II. 12.Vérification au flambement

Poteaux	RDC	Sous-sol	1 ^{er} ; 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Nu (KN)	2885.491	2885.491	279.909	1156.488	1941.773
B (m ²)	0.293	0.293	0.270	0.240	0.220
l_0 (m)	4.59	3.06	3.06	3.06	3.06
I_f (m)	3.213	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-3}$ (m ⁴)	5.546	5.546	8.1	7.2	5.548
i (m ³)	0.138	0.138	0.173	0.173	0.159
λ	23.283	15.522	12.382	12.382	13.472
α	0.781	0.818	0.829	0.829	0.826
B_{rcal}	0.168	0.160	0.015	0.063	0.107
Br (m ²)	0.271	0.271	0.249	0.220	0.201

On remarque que $Br \geq B_{rcal}$; donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

❖ Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{22} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les trois conditions sont vérifiées.}$$

Conclusion :

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

Tableau.II. 13.Dimensions des poteaux

Les éléments		Les dimensions
plancher	Plancher à corps creux	(16+4) cm
Dalle pleine	Dalle pleine	e=14
Poutres	Principales	(30×45) cm ²
	Secondaires	(30×40) cm ²
Poteaux	Sous-sol et RDC	(45×65) cm ²
	1 ; 2 ^{èmes} et 3 ^{èmes} étages	(45×60) cm ²
	4 ; 5 ^{èmes} et 6 ^{èmes} étages	(40×60) cm ²
	7 ^{èmes} +8 ^{èmes} étages	(40×55) cm ²

II.7 Calcul des poutrelles :

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines

II.7.1 Planchers corps creux :

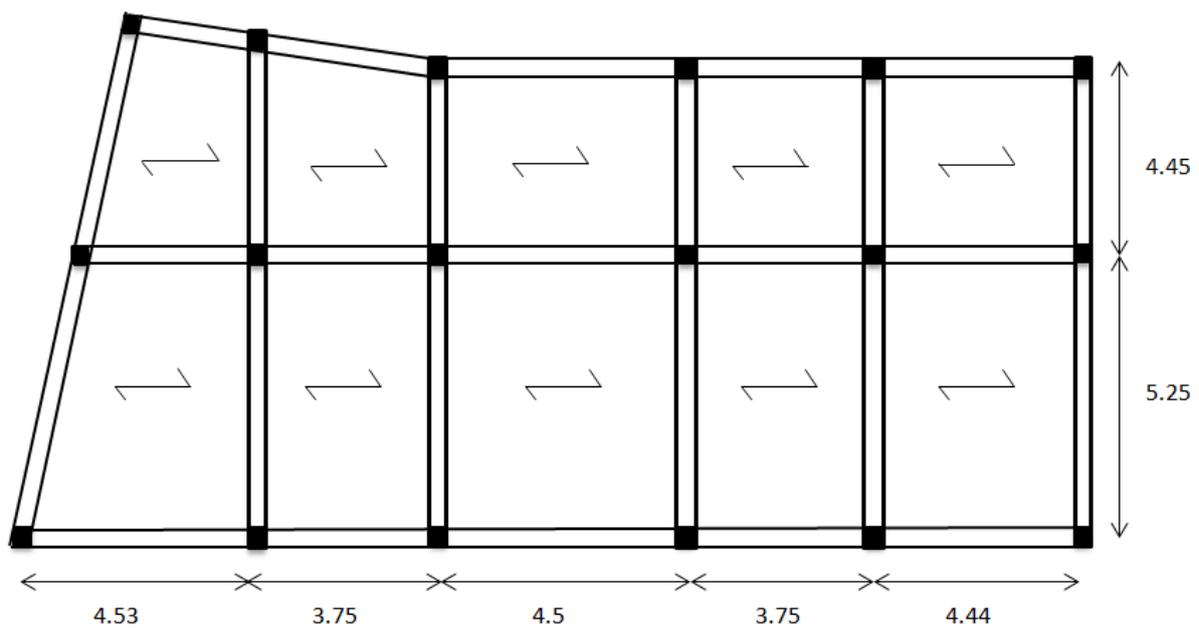


Figure.II. 11. schéma de disposition des poutrelles.

II.7.1.1 Les différents types de poutrelles :

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau.II. 14. les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 6	

II.7.1.2 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Selon la disposition des poutrelles, on trouve un seul type de poutrelle à calculer :

⇒ Poutrelle hyperstatiques (continue) : application de la méthode forfaitaire

$$\text{Plancher bureau} \begin{cases} Q \leq \min(2G; 5) \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8; 1.25] \\ FPN \cdot I \text{ constant.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2.5 \leq \min(10.82; 5) \\ 0.8 \leq \frac{4.53}{3.75} = 1.208 \in [0.8; 1.25] \\ FPN \cdot I \text{ constant.} \end{cases}$$

Le tableau suivant présent la méthode choisit pour les différents types de poutrelles :

Tableau.II. 15 Choix de méthodes de sollicitations pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Méthode adoptée	Cause	Conditions d'application de la méthode forfaitaire
Type 1 (bureau)	Méthode forfaitaire	$\begin{cases} 2.5 \leq \min(10.82; 5) \\ 0.8 \leq \frac{4.53}{3.75} = 1.02 \in [0.8; 1.25] \\ FPN \cdot I \text{ constant.} \end{cases}$	vérifiées
Etage courant	Méthode forfaitaire	$\begin{cases} 1.5 \leq \min(10.82; 5) \\ 0.8 \leq \frac{4.5}{3.75} = 1.2 \in [0.8; 1.25] \\ FPN \cdot I \text{ constant.} \end{cases}$	vérifiée
Terrasse inaccessible	Méthode forfaitaire	$\begin{cases} 1 \leq \min(12.76; 5) \\ 0.8 \leq \frac{4.53}{3.75} = 1.208 \in [0.8; 1.25] \\ FPN \cdot I \text{ constant.} \end{cases}$	vérifiée

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

L'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = P_u \times 0.65$.

L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s \times 0.65$.

Tableau. II. 16. Combinaison d'action

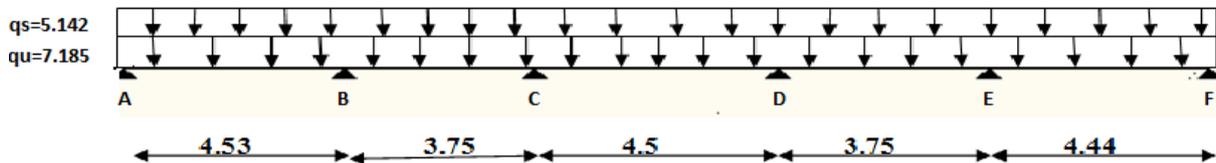
Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Plancher bureau	5.41	2.5	11.054	7.185	7.91	5.142
Etage courant	5.41	1.5	9.554	6.21	6.91	4.492
Terrasse inaccessible	6.38	1	10.113	6.573	7.38	4.797

II.7.2 Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire (BAEL 91).

*** Exemple de calcul : poutrelle type 1(plancher bureau)**



• Calcul à l'ELU :

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$.

$$\begin{aligned}
 \text{Travée AB : } M_0 &= \frac{7.185 \times 4.53^2}{8} = 18.430 \text{ KN.m}^2 & \text{Travée CD : } M_0 &= \frac{7.185 \times 4.5^2}{8} = 18.187 \text{ KN.m}^2. \\
 \text{Travée BC : } M_0 &= \frac{7.185 \times 3.75^2}{8} = 12.629 \text{ KN/m}^2. & \text{Travée DE : } M_0 &= \frac{7.185 \times 3.75^2}{8} = 12.629 \text{ KN.m}^2. \\
 \text{Travée EF : } M_0 &= \frac{7.185 \times 4.44^2}{8} = 17.705 \text{ KN.m}^2.
 \end{aligned}$$

Les moments aux appuis :

$M_A = M_F = 0.$ Les moments effectifs $M_A = M_F = 0.15 \times M_0.$

$M_A = M_F = - 2.764 \text{ KN.m}^2.$

$M_B = -0.5 \times M_0^{AB} = - 9.215 \text{ KN.m}^2.$

$M_C = M_D = -0.4 \times M_0^{BC} = - 7.274 \text{ KN.m}^2.$

$M_E = -0.5 \times M_0^{EF} = -8.853 \text{ KN.m}^2.$

Les moments fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.41} = 0.316.$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1.094 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} = 0.647 \quad ; \quad \frac{1+0.3 \alpha}{2} = 0.547$$

• Travée AB :

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec $M_B = -9.215$ KN.m ; $M_A = 0$ KN.m ; $M_0 = 18.430$ KN.m.

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max (1.094 ; 1.05) M_0 = 1.094 M_0 .$$

$$M_t + \frac{0+9.215}{2} \geq 1.094 \times 18.430 \Rightarrow M_t \geq 15.569 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} \times 18.430 \Rightarrow 11.931 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc $M_t = \max (15.569 ; 11.931) \Rightarrow M_t = 15.569$ KN.m

• Travée BC :

$M_d = M_c = -7.274$ KN.m ; $M_g = M_B = -9.215$ KN.m ; $M_0 = 12.629$ KN.m

$$M_t + \frac{7.274+9.215}{2} \geq 1.094 \times 12.629 \Rightarrow M_t \geq 5.581 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} \times 12.629 \Rightarrow 6.913 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc $M_t = \max (5.581 ; 6.913) \Rightarrow M_t = 6.913$ KN.m

• travée CD :

$M_D = M_g = M_c = M_D = -7.274$ KN.m ; $M_0 = 18.187$ KN.m

$$M_t + \frac{7.274+7.274}{2} \geq 1.094 \times 18.187 \Rightarrow M_t \geq 12.636 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} \times 18.187 \Rightarrow 9.955 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc $M_t = \max (12.636 ; 9.955) \Rightarrow M_t = 12.636$ KN.m

• travée DE :

$M_E = -8.853$ KN.m ; $M_g = M_D = -7.274$ KN.m; $M_0 = 12.629$ KN.m

$$M_t + \frac{8.853+7.274}{2} \geq 1.094 \times 12.629 \Rightarrow M_t \geq 5.763 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} \times 12.629 \Rightarrow 6.913 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc $M_t = \max (5.763 ; 6.913) \Rightarrow M_t = 6.913$ KN.m

• travée EF :

$M_F = 0$ KN.m ; $M_g = M_E = -8.853$ KN.m; $M_0 = 117.705$ KN.m

$$M_t + \frac{8.853+7.274}{2} \geq 1.094 \times 17.705 \Rightarrow M_t \geq 14.957 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} \times 17.705 \Rightarrow 11.462 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc $M_t = \max (14.957 ; 11.462) \Rightarrow M_t = 14.957 \text{KN.m}$

Les efforts tranchants :

- **Travée AB :** $V_A = \frac{q_u \times l}{2}$; $V_B = -1.1 \times \frac{q_u \times l}{2} =$

$$V_A = \frac{7.185 \times 4.53}{2} = 16.274 \text{ KN} \quad ; \quad V_B = -1.1 \times \frac{7.185 \times 4.53}{2} = -17.901 \text{ KN.}$$

- **Travée BC :** $V_B = 1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$; $V_C = -1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$

$$V_B = 1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = 14.819 \text{ KN} \quad ; \quad V_C = -1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = -14.819 \text{ KN.}$$

- **Travée CD :** $V_C = 1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$; $V_D = -1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$

$$V_C = 1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = 14.819 \text{ KN} \quad ; \quad V_D = -1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = -14.819 \text{ KN.}$$

- **Travée DE :** $V_D = 1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$; $V_E = -1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$

$$V_D = 1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = 14.819 \text{ KN} ; \quad V_E = -1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = -14.819 \text{ KN.}$$

- **Travée EF :** $V_E = 1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$; $V_F = -1.1 \times \frac{q_u \times l}{2}$

$$V_E = 1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = 17.546 \text{ KN} ; \quad V_F = -1.1 \times \frac{7.185 \times 3.75}{2} = -15.951 \text{ KN.}$$

Tableau.II. 17 sollicitations maximales des différents types de poutrelles.

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M _{appui max} (KN.m)		M _{travée max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{appui max} (KN.m)		M _{travée max} (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
RDC	01	-2.764	-9.215	15.569	17.901	-1.979	-6.595	11.143
	02	-2.091	-8.853	14.957	17.564	-1.497	-6.336	10.704
	03	-1.503	-8.853	14.957	17.546	-1.076	-6.336	10.704
Etage courant	03	-1.299	-7.652	12.473	15.165	-0.940	-5.535	9.022
	04	-1.807	-7.23	9.219	14.069	-1.308	-5.23	6.669
	05	-1.637	-9.182	11.708	15.854	-1.660	-6.641	8.469
	06	-2.389	-9.557	12.187	16.175	-1.728	-6.913	8.815

Tirasse inaccessible	01	-2.528	-8.429	13.488	16.377	-1.846	-6.153	9.844
	02	-1.913	-8.099	12.957	16.501	-1.396	-5.911	9.457
	03	-2.389	-9.557	12.187	16.175	-1.728	-6.913	8.815

II.7.3 : Ferrillages des poutrelles :

- bureau :
- ❖ **Ferrillages longitudinales :**
 - **Calcul à l'ELU :**
- * **En travée :**

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$. $d = 18 \text{ cm}$; FPN

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$\Rightarrow M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m} \geq M_u \text{ } 0.0182 \text{ MN.m} \Rightarrow$ le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15.569 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.052 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A. ; } A' = 0.$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$
 Ce qui nous donne :

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - 2 \times \sqrt{1 - 2 \times 0.052} \right] = 0.0668.$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0668) = 0.175 \text{ m}.$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{15.569 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.553 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

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

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ tel que } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_t^{\min} = 0.23 \times 0.18 \times 0.65 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow A_t = 2.553 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \geq A_t^{\min} = 1.412 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{condition verifier}$$

Donc on ferraille avec A_t .

* **Ferrillage aux appuis :**

Le ferrillage se fait à la flexion simple d'une section rectangulaire ($b \times h$)

* **Appui intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a^{int}}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.215 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.200 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B .}$$

$$\text{On } f_c = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \end{cases} \quad \mu_{bu} = 200 < 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_a^{int} = \frac{M_{a^{int}}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.281. \\ z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.159 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_a^{int} = 1.657 \times 10^{-4} \text{ m}^2 .$$

* **Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.764 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.060 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A. ; } A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.077. \\ z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.174 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{a^{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{2.764 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.456 \times 10^{-4} \text{ m}^2 .$$

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

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 .$$

$$\begin{cases} A_a^{min} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_a^{int} = 1.657 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ A_a^{min} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_a^{rive} = 0.456 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

* **Choix des barres :**

$$\begin{cases} \text{en travée : } A^{cal} = 2.553 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 14 = 4.21 \text{ cm}^2. \\ \text{appui inter : } A^{cal} = 1.657 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2. \\ \text{appui de rive : } A^{cal} = 0.456 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA } 10 = 0.79 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

❖ **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5.714; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm}; \quad \text{d'où } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

* **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{17.901 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.994 \text{ MPa.}$$

$$\text{FTN} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} .$$

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

* **Espacement S_t :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm.} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.7 \times 10^{-3} \times 400}{0.4 \times 0.1} \leq 22.7 \text{ cm.} \\ S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 2.27 \times 400}{0.1 (0.995 - 0.3 \times 2.1)} = 19.840 \text{ cm.} \end{cases}$$

D' où on opte $S_t = 15 \text{ cm.}$

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

* **Appui de rive :**

$$A_l^{\min} = \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 17.901 \times 10^{-3} = A_l^{\min} \geq 0.515 \text{ cm}^2.$$

Or $A_l = 3HA12 + 1 HA10 = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.515 \text{ cm}^2.$

* **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9 \times d}) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (17.901 \times 10^{-3} + \frac{15.569 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18})$$

$A_l \geq -2.248 \text{ cm}^2 \leq 0. \Rightarrow$ Pas de risque à faire des armatures au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effort du moment.

* **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} = \overline{\sigma}_{bc}$ **CBA (Art A.5.1.3.1)**

avec $a = \min(0.9 \times d ; (40 - 4)) \text{ cm} = 16.2 \text{ cm.}$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 25$

$\Rightarrow 17.901 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN.Vérifiée}$

* **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm.}$$

$$\tau_1^u = \frac{27.5 \times 17.901 \times 10^{-3}}{0.9 \times 65 \times 4 \times 18} = 1.168 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Pas de rupture à la jonction table nervure.

* **Vérification à l'ELS :**

* **Etat limite de compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$; tel que $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Les vérifications concernées sont les suivantes :

* **En travée :**✓ **Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A (d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.4^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-3} (0.18 - 0.4)$$

$$H = 0.063 \text{ cm}^2.$$

L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ **Calcul I et Y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 32.5 y^2 + 50.85 y - 915.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = b^2 - 4 \times a \times c = 348.675 \Leftrightarrow y = 4.58 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = \frac{65 \times (4.58)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2 \Rightarrow I = 11239 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.569 \times 10^{-3}}{0.00011239} \times 4.58 \times 10^{-2} = 6.358 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.vérifiée.}$$

* **En appui intermédiaire :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-3} (18 - 4) = -394.6 \text{ cm}^2 < 0.$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 5 y^2 + 33.9 y - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115.556 \Leftrightarrow y = 8.166 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = \frac{65 \times (8.166)^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 8.166)^2 \Rightarrow I = 15076.707 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.595 \times 10^{-3}}{0.00015076707} \times 8.166 \times 10^{-2} = 3.572 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.vérifiée.}$$

* **Vérification de la flèche (BAEL 91.Art B.6.5) :**

Les donnée : $L = 4.53 \text{ m}$; $M_0^s = 13.189 \text{ KN.m}$; $M_t^s = 8.816 \text{ KN.m}$;

$$(1+0.3\alpha) = 1.0948 > 1.05 ; W = 0.84.$$

Vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{A_t}{l} \geq \frac{M_t^s}{15 \times M_0^s} \Leftrightarrow \frac{20}{453} = 0.044 \text{ cm} < \frac{11.143 \times 10^{-3}}{15 \times 13.189 \times 10^{-3}} = 0.056 \text{ cm} \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{condition non vérifié.}$$

$$3) l = 4.53 \text{ m} < 8 \text{ m} \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} \leq \bar{f} \frac{l}{500} = \frac{4.53}{500} = 0.00906 \text{ m.}$$

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

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

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour le calcul de ces flèches on aura besoin de :

*** Evaluation des moments en travée :**

$q_j^{ser} = 0.65 \times (G - G^{revetement})$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_g^{ser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_p^{ser} = 0.65 (G+Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\begin{cases} q_g^{ser} = 0.65 \times 5.41 = 3.516 \text{ KN/m} \\ q_p^{ser} = 0.65 \times (5.41 + 2.5) = 5.142 \text{ KN/m} \\ q_j^{ser} = 0.65 \times (2.81 + 1) = 2.503 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M^{ser} = \frac{w \times q^{ser} \times l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_g^{ser} = \frac{0.84 \times 3.516 \times 4.53^2}{8} = 7.576 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = \frac{0.84 \times 5.142 \times 4.53^2}{8} = 11.079 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = \frac{0.84 \times 2.503 \times 4.53^2}{8} = 5.393 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La position de l'axe de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}\right) + 15A \times d + 15A' \times d'}{b \times h_0 + b_0(h-h_0) + 15A + 15A'} \Rightarrow y_g = 7.438 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + b_0 \frac{(h-y_g)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_g-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_g)^2 \Rightarrow I_0 = 20451.189 \text{ cm}^4.$$

❖ Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \\ \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \\ \sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{gs} = 135.675 \text{ MPa.} \\ \sigma_{ps} = 198.434 \text{ MPa.} \\ \sigma_{js} = 96.593 \text{ MPa.} \end{cases}$$

❖ Les inerties fictifs :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188 = 1.88\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28} \times b}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = 2.26. \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.906. \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{t28}} = 10818.86 \text{ MPa.} \\ E_i = 3E_v = 32456.60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de μ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + f_{t28}}) = 0.690 \\ \mu_p = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{ps} + f_{t28}}) = 0.776 \\ \mu_j = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{js} + f_{t28}}) = 0.594 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments d'inertie fissurée et des flèches :

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20451.189}{1 + 2.26 \times 0.690} = 8798,680 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 20451.189}{1 + 2.26 \times 0.594} = 9603,792 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 20451.189}{1 + 2.26 \times 0.776} = 8169,306 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20451.189}{1 + 0.906 \times 0.690} = 13842,689 \text{ cm}^4.$$

$$f_{gi} = M_g \times \frac{l^2}{10 E_i \times I_{fgi}} = \frac{7.575 \times 4.53^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32456.60 \times 8789.680 \times 10^{-8}} = 5,448 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{ji} = M_g \times \frac{l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = \frac{7.575 \times 4.53^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32456.60 \times 9603.792 \times 10^{-8}} = 3,550 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = M_g \times \frac{l^2}{10 E_i \times I_{fpi}} = \frac{7.575 \times 4.53^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32456.60 \times 8169.306 \times 10^{-8}} = 8,574 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gv} = M_g \times \frac{l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = \frac{7.575 \times 4.53^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818.86 \times 13842.689 \times 10^{-8}} = 10,379 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00995 > 0.00906 \Rightarrow \text{la flèche n'est pas vérifiée.}$$

On doit augmenter la section d'acier (2HA12+1HA14).

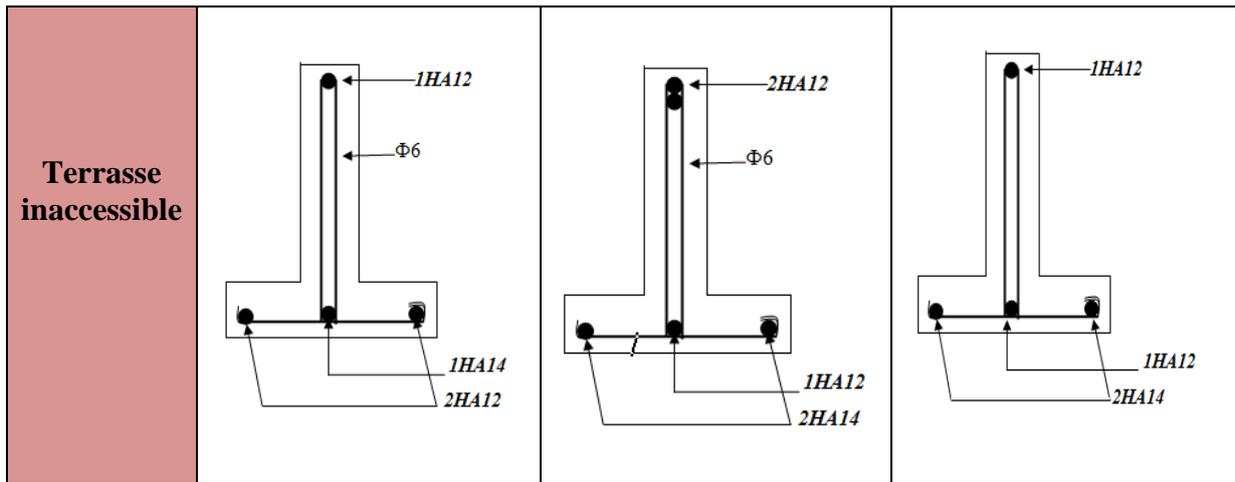
Tableau.II. 18 vérification des états limitent de déformation.

	RDC	Etage courant	T. inaccessible
q_g^{ser} (KN/m)	3.516	3.516	4.15
q_p^{ser} (KN/m)	5.142	4.492	4.80
q_j^{ser} (KN/m)	2.503	2.503	2.503
M_g^{ser} (KN.m)	7.576	6.945	8.410
M_p^{ser} (KN.m)	11.079	8.872	9.727
M_j^{ser} (KN.m)	5.393	4.944	5.072
I_0 (cm ⁴)	21867.417	20451.189	21167.724
ρ	0.0233	0.0118	0.0211

λ_i	1.831	2.264	2.0211
λ_p	0.732	0.906	0.808
σ_s^g (MPa)	110.199	124.931	134.973
σ_s^p (MPa)	161.174	158.905	156.109
σ_s^j (MPa)	78.474	88.551	81.401
μ_g	0.610	0.668	0.728
μ_p	0.783	0.738	0.759
μ_j	0.606	0.566	0.590
$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	11285.336	8867.986	9422.008
$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	9808.604	8432.279	9189.052
$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	11324.758	9969.293	10620.599
$I_{f_{jv}}$ (cm ⁴)	16629.745	1397.975	14653.258
f_{gi} (mm)	4.244	4.952	5.643
f_{pi} (mm)	7.141	6.652	6.693
f_{ji} (mm)	3.011	3.136	3.019
f_{gv} (mm)	8.640	9.423	10.886
Δf (mm)	8.526	7.987	8.917
\bar{f} (mm)	9.06	9.06	9.06

Tableau.II. 19 les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
Etage courant			



II.7.4 Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 235$ MPa.

❖ **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

❖ **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.106}{2} = 0.553 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

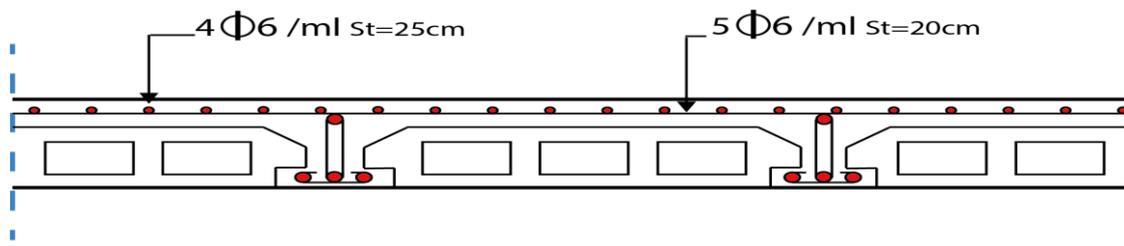


Figure.II. 12 ferrailage de la dalle de compression.

II.8 Etudes des dalles pleine

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

II.8.1 Les données de différentes dalles :

Tableau.II. 20 Les différents types de dalle

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	$\frac{L_y}{2} > L_x$	E L U		E L S	
					μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D6	1,15	2	0,57	/	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
D8	2	4,2	0,47	/	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
D9	1,2	3,34	0,34	1,52 > 1,2	/	/	/	/

II.8.2 : Calcul des sollicitations

❖ Dalle sur trois appuis

On a deux types en fonction de la charge d'exploitation

Type 1:

L_x=1.05m; L_y=3.04m G = 6,2 KN/m² , Q = 1,5 KN/m²

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.34 < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.

• Calcul à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7,7 \text{ KN/m}^2$$

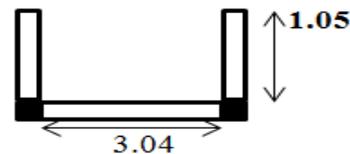


Figure.II. 13 Schéma de la dalle sur 3 appui

❖ En travée :

$$M_t^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = 5.854 \text{ KN.m}$$

II.8.3 Calcul du ferrailage

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

❖ En travée :

Section (bxh) à la FS

Fc₂₈ = 25 Mpa , Fe E400 , FPN : 3 cm , d = e - 3 = 14 - 3 = 11 cm

$$M_t^x = 8,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.034 < 0,186 \quad \text{pivot A} ; \quad A' = 0.$$

$$\alpha = 0,043, z = 0,108 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.55 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$e > 12 \text{ cm}$$

$$\rho < 0,4 \rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x > A_{\min}$$

• Choix des barres

En travée : sens x: 3HA10 = 2.36cm².

• vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

• Vérification des diamètres des barres :

$$\frac{h}{10} > 8 \Rightarrow \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} > 8 \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = q_u \times l_x = 11.151 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.101 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{0.07}{\gamma_b \times f_{c28}} = 1.17 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \tau_u < \tau \text{ vérifiée}$$

• Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ calcul à l'ELS :

$$M_t^x = 4.244 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

Calcul de y : $\frac{b}{2} \times y^2 + 15A d = 0$

$$50y^2 + 35.4y - 389.4 = 0 \rightarrow Y = 2.45 \text{ cm}$$

calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A (d - Y)^2 = 3078.032 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.49 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

Pas de risque de fissuration du béton

Les armature répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA8 $\Rightarrow A = 1.51 \text{ cm}^2$

• Vérification de la flèche :

La vérification est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens xx :

$$1) \frac{h}{L_x} > \frac{M_x^t}{20M_0^t} \Rightarrow \frac{0.14}{1.05} = 0.133 > \frac{1}{20} = 0.05 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.99 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

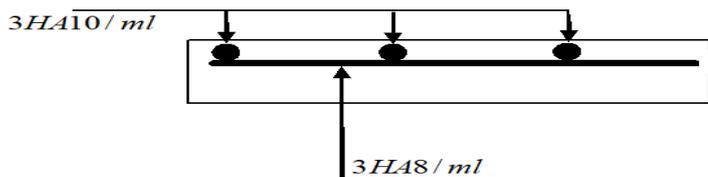


Figure.II. 14.Schéma de ferrailage de la console.

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau.II. 21 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Les sollicitations					
	ELU			ELS		
	M_t^x	M_t^y	M_a^{rive}	M_t^x	M_t^y	M_a^{rive}
D6	2.279	0.569	-1.519	0.180	0.051	0.120
D9	10,46	2,22	7,45	1,58	-2,62	-2,62
D8	3,66	0,91	2,70	0,91	/	/

Tableau.II. 22 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D6	Trav xx	2.279	0.013	0.016	0.109	0.60	1,45	3HA8
	Trav yy	0.569	0.003	0,004	0,109	0,15	1,12	3HA8
	Appuis	1.519	0.008	0.010	0.109	0,40	1,12	3HA8
D8	Trav xx	3,66	0,0213	0,0269	0,098	1,07	1,41	4HA8
	Trav yy	0,915	/	/	/	0,267	1,12	4HA8
D9	Trav xx	10,46	0,060	0,077	0,106	2,83	1,12	4HA10
	Trav yy	2,22	/	/	/	0,60	1,12	4HA8
	App rive	-3,69	/	/	/	0,99	1,12	4HA8

Tableau.II. 23 Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation.
D6	7.90	0,071<1,17	Vérifiée
	19.53	0.177<1.17	Vérifiée
D8	11,52	0,104<1,25	Vérifiée
D9	7,05	0,064<1,25	Vérifiée

Tableau.II. 24 Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de Dalle	M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation	
D6	xx	0.180	1.97	2101.747	1.68<15	Vérifiée
	yy	0.051	1.97	2101.747	0.478<15	Vérifiée
	appui	0.120	1.97	2101.747	1.02<15	Vérifiée
D8	xx	2,70	1,95	1623,12	3,15<15	Vérifiée
	yy	0,91	1,76	1616,06	0,99<15	Vérifiée
	appui	-1,80	1,95	1623,12	2,16<15	Vérifiée
D9	xx	7,45	2,66	3188,48	6,21<15	Vérifiée
	yy	1,58	1,76	1616,06	1,72<15	Vérifiée
	appui	-4,38	2,10	2599,69	3,53<15	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

si les conditions suivantes sont vérifiées ce n'est la peine de vérifier la flèche

Tableau.II. 25 Vérification de la flèche.

	Sens xx		Observation.
D6	$\frac{h}{L_x} > \frac{M_0^x}{20M_0^t}$	0,12 > 0,042	Vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$	$1,28 \times 10^{-3} < 0,005$	Vérifiée
D8	$\frac{h}{L_x} > \frac{M_0^x}{20M_0^t}$	0,07 > 0,037	Vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$	$1,28 \times 10^{-3} < 0,005$	Vérifiée
D9	$\frac{h}{L_x} > \frac{M_0^x}{20M_0^t}$	0,133 > 0,042	Vérifiée
	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$	$2,57 \times 10^{-3} < 0,005$	Vérifiée

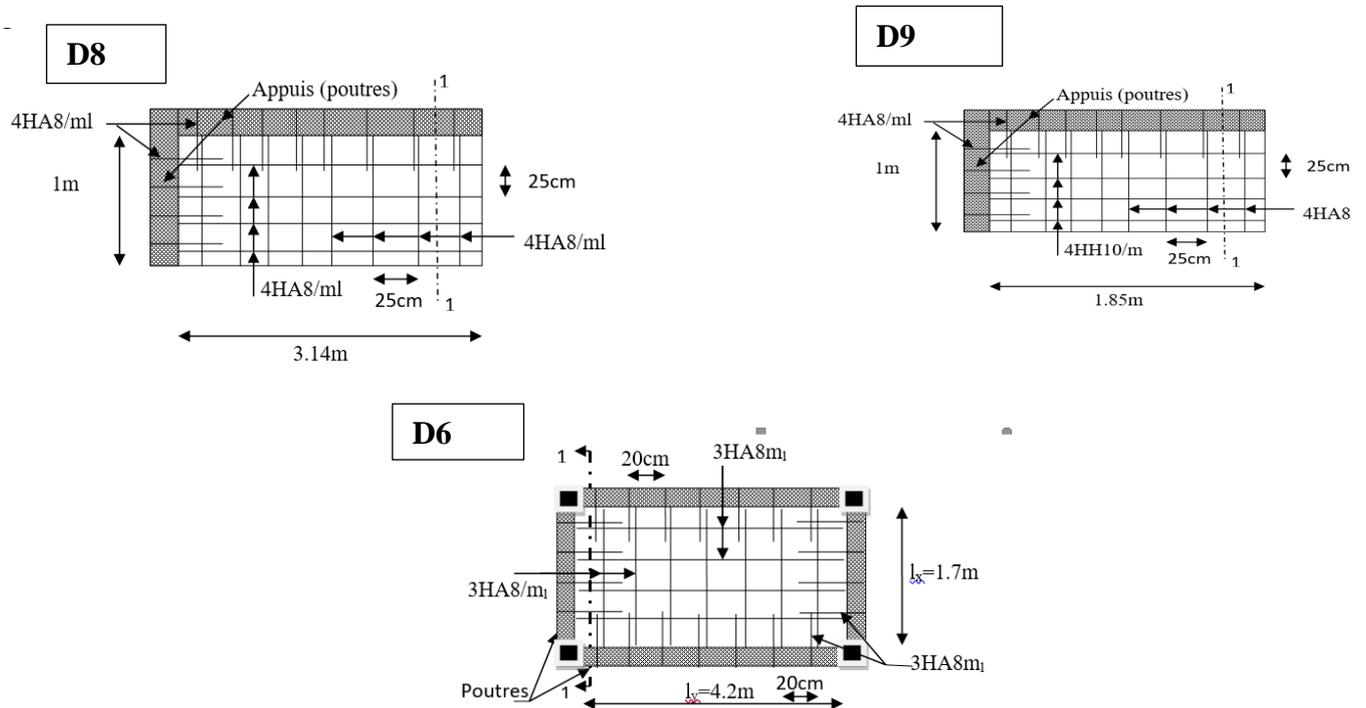


Figure.II. 15 Les schémas de ferrailage des dalles

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

II.9 Etudes des escaliers :

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

$$\begin{cases} \text{volée : } G_v = 7,95 \text{ KN/m.} \\ \text{palier : } G_p = 5,11 \text{ KN/m.} \end{cases} \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Les sollicitations :**

* **A l'ELU :**

$$\begin{cases} p_U^V = 1.35G_v + 1.5Q = 14.483 \text{ KN/m.} \\ p_U^P = 1.35G_p + 1.5Q = 10.649 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

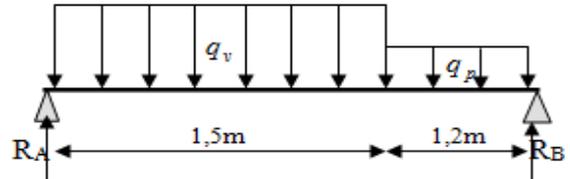


Figure. II. 16 schémas statiques des escaliers.

Par la méthode de RDM on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 18.529 \text{ KN.} \\ R_B = 15.974 \text{ KN.} \end{cases} \quad \begin{cases} M_0 = 11.981 \text{ KN.m.} \\ M_t^{max} = 0.75 \times M_0 = 8.986 \text{ KN.m.} \\ M_a = -0.5 \times M_0 = -5.991 \text{ KN.m.} \end{cases} \quad V = 18.529 \text{ KN.}$$

* **A l'ELS :**

$$\begin{cases} p_s^V = G_v + Q = 10.450 \text{ KN/m.} \\ p_s^P = G_p + Q = 7.61 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A = 13.340 \text{ KN.} \\ R_B = 11.460 \text{ KN.} \end{cases} \quad \begin{cases} M_0 = 8.639 \text{ KN.m.} \\ M_t^{max} = 0.75 \times M_0 = 8.986 \text{ KN.m.} \\ M_a = -0.5 \times M_0 = -5.991 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

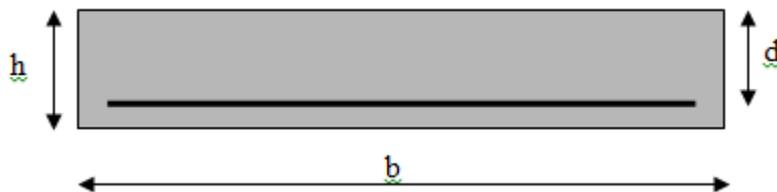


Figure.II. 17. Section à ferriller.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II. 26 ferrailage de l'escalier :

Zone	Mt ^u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)
En travée	8.986	0.037	0.047	0.128	2.017	4HA10=3.14
En appui	5.991	0.025	0.032	0.128	1.345	4HA10=3.14

* Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad \text{tel que } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A^{\min} = 1.567 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ On a : } A > A^{\min} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

* Les armatures de répartition :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spéciale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

En appui : $A_r^a = \frac{A_{choisit}^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \text{on choisit } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

En travée : $A_r^t = \frac{A_{choisit}^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \text{on choisit } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

L'espacement : St = 25 cm.

* Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec } \bar{\tau} = \min (0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{18.529 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.143 \text{ MPa.}$$

* Vérification de l'espacement :

- Armature longitudinales :

En travée : St = 25 cm ≤ min (3e ; 33 cm) = 33 cmcondition vérifiée.

En appui : St = 25 cm ≤ min (3e ; 33 cm) = 33 cmcondition vérifiée.

- Armatures transversales :

St = 25 cm ≤ min (4e ; 45 cm) = 45 cmcondition vérifiée.

❖ Vérification a l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II. 27 vérification des contraintes :

Le sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄	Remarque
En travée	6.479	3.06	5608.737	4.713	15	vérifiée
En appui	4.320	3.06	5608.737	4.713	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

*** Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

- 1) $\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots$ condition non vérifiée
- 2) $\frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.056 < \frac{6.479}{10 \times 8.639} = 0,075 \dots \dots \dots$ condition non vérifiée
- 3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.024 > 0.01 \dots \dots \dots$ condition non vérifiée

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

❖ Evaluation des charges :

q _j ^{ser} (KN/m)		q _g ^{ser} (KN/m)		q _p ^{ser} (KN/m)	
q _v ^j	q _r ^j	q _v ^g	q _r ^g	q _v ^p	q _r ^p
6.4	4.53	7.95	5.11	10.45	7.61

❖ Evaluation des moments en travée

M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)
4.420	5.319	7.248

❖ Propriété de la section :

Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
3.059	1889248	0.0024	8.694	3.477	32456.60	10818.86

❖ Les contraintes :

σs ^j (MPa)	σs ^g (MPa)	σs ^p (MPa)
117.007	141.408	192.690

❖ Inerties fictives :

μ _j	μ _g	μ _p	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)
0	0	0.072	207818	207817	127562	2071817

❖ Evaluation de la flèche :

f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)
0.047	0.057	0.127	0.172
$\Delta f = 0.195(\text{cm}) \leq \bar{f} = 0.54 (\text{cm})$			

✓ Etude de la volée (2) (consol) :

$$P_m = \gamma \times e \times h \times b = 20 \times 0.1 \times 1 \times 1 = 2 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} G_V = 7.95 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

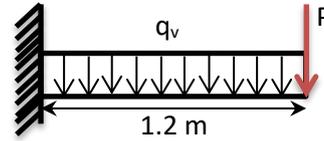


Figure. II. 18 schéma statique de la console.

❖ A l'ELU :

$$\begin{cases} p_U^V = 1.35G_v + 1.5Q = 14.483 \text{ KN/m.} \\ p_U^P = 1.35G_p + 1.5Q = 10.649 \text{ KN/m.} \\ P_m^u = 1.35P_m = 2.7 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

Les sollicitations par la méthode de RDM :

$$\begin{cases} M^u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - P_m^u \times l = -20.34 \text{ KN.m.} \\ M^s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - p_m \times l = -14.75 \text{ KN/m.} \\ v^u = \frac{q_u \times l}{2} + P_m^u = 13.562 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

❖ Le ferrailage :

Calcul des armatures longitudinal :

Tableau.II. 28. Ferrailage de la console :

Zone	M_t^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St
En appui	20.34	0.084	0.110	0.124	4.7	1.569	5HA12=5.65	20

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{choisit}}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec un espacement de } S_t = \min(3e; 33) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm/ml.}$$

❖ Vérification à l'ELU :

* Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau} = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{13.562 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.140 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

*** Vérification de l'espaceur :**

- Armature longitudinales :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

- Armatures transversales :

$St = 33 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

*** Vérification a l ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc on vérifie les contraintes du béton.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II. 29 : Vérifications des contraintes à L'ELS :

Position	M (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}$	Remarque
Appui	-14.75	9.071	5479.598	9.071	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation :

*** Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$\frac{e}{L_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{20} = 0,05 \dots\dots\text{condition vérifiée}$

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 4.43 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}. \dots\dots\text{condition vérifiée}$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, donc ça ne sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

Le ferrailage opté pour les escaliers est :

- * **En travée :** 4HA10 = 3.14 cm² pour chaque St = 25 cm.
- * **En appui :** 4HA10 = 3.14 cm² pour chaque St = 25 cm.
- * **Consol :** 5HA10 = 3.93 cm² pour chaque St = 20 cm.

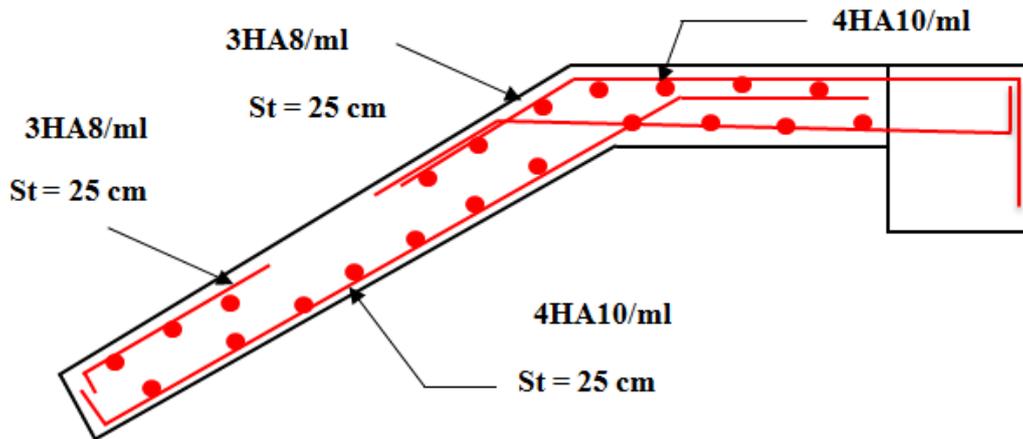


Figure.II. 19 Schéma de ferrailage de la volée

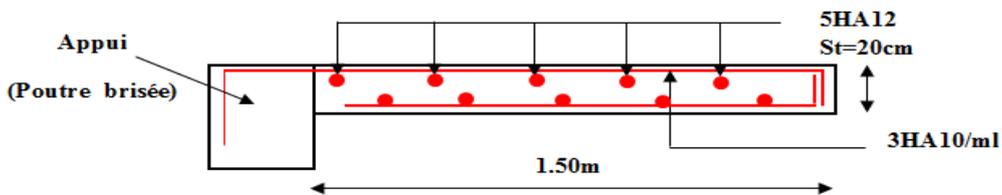


Figure.II. 20 Schéma de ferrailage de la console.

II.10 : Calcul de la poutre palière brisé :

II.10.1 : Pré dimensionnement de la poutre brisé :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{421}{15} \leq h \leq \frac{421}{10} ; \text{ On prend } (h=40\text{cm} ; b = 30\text{cm})$$

Vérification de la condition du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 0.86 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les charges repris par la poutre :

Poids propre : $G_0 = \gamma \times b \times h = 3\text{KN/m}$.

Poids du mur : $G_m = G \times h = 4.61 \text{ KN/m}$.

$g_0 = \gamma \times b \times h / \cos \alpha = 3.63 \text{ KN/m}$.

$R_B = 15.974 \text{ KN/ml} ; R_V = 14.483 \times 1.5 = 21.725 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul des sollicitations (RDM):**

Tableau.II. 30 les sollicitations dans la poutre brisée

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN.m)
44.62	43.56	2.294	54.402	27.201	40802	92.79

Ferraillage de la poutre brisé : (d=0.38 cm ; b=0.3 cm)

Tableau.II. 31: Ferraillage de la poutre brisée

Zone	M_t^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	40.802	0.066	0.085	0.367	1.376	3.195
En appui	27.201	0.044	0.056	0.371	1.376	2.107

* Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{92.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.814 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

* Armature transversales à la flexion simple :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{(0.814 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.345 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$.

* Calcul à la torsion :

$$M_t = R \times \frac{L}{2} \Rightarrow \begin{cases} R_A \times \frac{L}{2} = 11.525 \text{ KN.m} \\ R_B \times \frac{L}{2} = 9.584 \text{ KN.m} \\ R_V \times \frac{L}{2} = 16.294 \text{ KN.m} \end{cases} \quad Ma = 11.525 \text{ KN.m}$$

Calcul de torsion : $M_t = Ma \times \frac{L}{2} = 11.525 \times \frac{3.3}{2} = 22.474 \text{ KN.m}$

❖ Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$U = 2[(h - e) + (b - e)] = 120 \text{ cm.}$$



Figure.II. 21 Schéma statique de la poutre brisée.

$$\tau_t = \frac{Mt}{2 \times \Omega \times e} = \frac{22.474 \times 10^{-3}}{2 \times 0.087 \times 0.05} = 2,568 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = 2.693 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \tau = 2.693 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Armature longitudinale en torsion :

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{22.474 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.087 \times 400} = 4,431 \text{ cm}^2.$$

❖ Armature transversales en torsion :

$$A_t = \frac{A_t \times f_e}{\gamma_s \times S_t} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{22.474 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.087 \times 400} = 0.738 \text{ cm}^2.$$

❖ Ferrailage de la poutre brisé :

* Armature transversales :

$$\begin{cases} A_t = A_t^{f.s} + A_t^{tor} = 0.6 + 0.738 = 1.338 \text{ cm}^2 \\ S_t = 25 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ chaque } 25 \text{ cm}.$$

* Armature longitudinales :

En appui : $A_l^a = A_t^{f.s} + \frac{1}{2} A_t^{tor} = 2.107 + \frac{4.431}{2} \Rightarrow A_l^a = 4.322 \text{ cm}^2.$

En travée : $A_l^t = A_t^{f.s} + \frac{1}{2} A_t^{tor} = 3.195 + \frac{4.431}{2} \Rightarrow A_l^t = 5.411 \text{ cm}^2.$

$$\begin{cases} A_l^t = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2. \\ A_l^a = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2. \\ A_t = 2\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

❖ Calcul de la poutre de chaînage :

$L=420 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}.$

* Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = \gamma \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}.$

Poids de mur : $P_m = G \times h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 2,81 \times (3,06 - 0,35) = 7,615 \text{ KN/m}.$

$$\begin{cases} P_u = 1,35(P_p + P_m) \\ P_s = P_p + P_m \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} P_u = 13,338 \text{ KN/m}. \\ P_s = 10,24 \text{ KN/m}. \end{cases}$$

A L'ELU:

$$\begin{cases} M_u = P_u \times \frac{L^2}{8} = M_u = 29,410 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,75 \times M_u = M_t = 22,057 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_u = M_a = -14,705 \text{ KN.m} \end{cases} \longrightarrow A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau.II. 32 Ferrailage de la poutre de chaînage

Zone	M _u	μ _{bu}	α	z	A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}
En travée	29,410	0,063	0,081	0,319	2,647	1,195	3HA12=3,39
En appui	14,705	0,032	0,040	0,325	1,301	1,195	3HA10=2,36

* Vérification de l'effort tranchant CBA (Art A.5.1.1)

$$V_u = P_u \times \frac{L}{2} = 28,009 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,283 \text{ MPa} ; \text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

⇒ τ_u = 0,283 MPa ≤ τ̄ = 3,33 MPa condition vérifiée.

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Armature transversales : on prend St=25cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2. \\ A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = 0 \end{array} \right. \longrightarrow A_t = \max (0; 0,45) = 0,45 \text{ cm}^2.$$

soit un cadre de φ₈ + un étrier φ₈ ⇒ A_t = 4φ₈ = 2,01 cm².

Vérification a l'ELS :

❖ Vérification des contraintes

Les résultats du calcul des contraintes se résument dans le tableau suivant

Tableau.II. 33 vérification des contraintes

Position	M _t (KN. m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄	observation
En travée	16.934	9.016	29719.640	5.137 ≤ 15	Vérifiée
En appuis	-11.289	7.723	12050.333	7.235 ≤ 15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0^S} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0,083 \geq \frac{16,934}{10 \times 22,579} = 0,075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3,39 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 0,3 \times 0,33}{400} = 10,395 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche si les conditions sont satisfaites

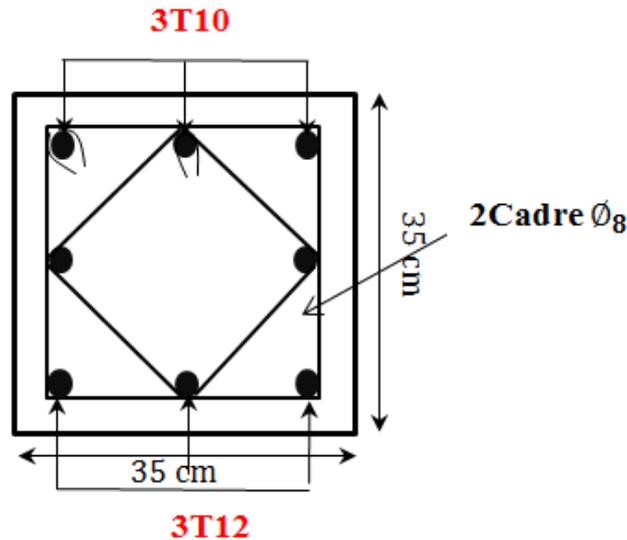


Figure.II. 22 Le schéma de ferrailage de la poutre brisée.

II.11 : Calcul de l’acrotère de terrasse inaccessible :

Les dimensions de l’acrotère sont adoptées d’après les plans d’architecture comme elles sont montrées sur la figure :

Avec : $S = (0.6 \times 0.1) + 0.1 \times 0.05 + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) \rightarrow S = 0.0675 \text{ cm.}$

II.11.1 : Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1075 \times 1 = 1.6875 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment : $G = \gamma_c \times e = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$

$G_t = 1.6875 + 0.4 = 2.0875 \text{ KN/ml}$, $Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.11.2 : La force sismique :

$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \dots\dots\dots (\text{Art 6.2.3})$

$A = 0.15$ (zone IIa, groupe d’usage 2)

$C_p = 0.8$ (facteur de la force horizontale)

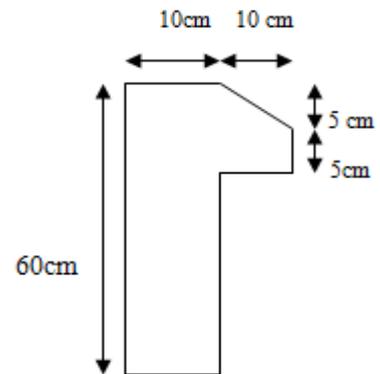


Figure. II. 23 vue en plan de l’acrotère.

$w_p =$ poids de l’acrotère = 2.0875 KN/ml

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.0875 \rightarrow F_p = 1.002 \text{ KN}$

II.11.3 : Calcul des sollicitations :

*** Calcul du centre de pression :**

$X_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \rightarrow X_c = 6.04 \text{ m}$; $Y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_c = 32.65 \text{ m}$

L’acrotère est soumis à :

$N_G = 2.0875 \rightarrow M_G = 0$

$$N_Q = 0 \quad \rightarrow \quad M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \quad \rightarrow \quad M_{FP} = 0.327 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composé :

Tableau.II. 34 Différents combinaisons à utiliser

	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.0875	2.8181	2.0875
M (KN.m)	1.327	1.5	1

La combinaison à considérer est : 1.35G+1.5Q

$$N_u = 2.8181 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.50 \text{ KN.m}$$

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

$$\left[\begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_1 = 0.532 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a : $e_1 > \frac{h}{6}$: le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central

Donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$\left[\begin{array}{l} e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right) \rightarrow e_a = 2\text{cm}. \\ e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} , \text{ avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \rightarrow \alpha = 0 \end{array} \right. \quad \text{(Art A.4.3.5)}$$

\emptyset : C'est le rapport de déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2\text{m}$

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

Donc :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \text{Max} \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h_0} \right) \rightarrow \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \text{max} \left(15, \frac{20 \times 0.359}{0.1} \right) = 106.4$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times (2+0)}{0.1 \times 10^4} \rightarrow e_2 = 0.00864\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \rightarrow e = 0.560 \text{ m}$$

* **Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa} ; f_{st} = 348\text{MPa} ; N_u = 2.8181 \text{ KN} ;$$

$$M_u = N_u \times e = 2.8181 \times 0.560 = 1.578\text{KN.m}$$

Position du centre de pression C :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} \rightarrow e_G = 0.559\text{m}$$

$$e_G = 0.559 > y_G = \frac{h_0}{2} = 0.05\text{m} \rightarrow (C) \text{ à l'extérieur}$$

N : effort de compression et C en dehors de la section → section partiellement comprimée

Spc → calcul par assimilation a la flexion simple selon le **BAEL**.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 1.662\text{KN.m}$$

Tableau.II. 35 ferraillage de la section

position	M_{ua}	μ_{bu}	α	z	A_l	A	A_{min}	choix
Sollicitation	1.662	0.018	0.023	0.079	0.602	0.601	0.966	4HA8=2.01cm ²

Vérification :

❖ **Vérification a l'ELU :**

* **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2, \text{ Soit } A_r = 4\phi_6 = 1.13\text{cm}^2 / \text{ml}$$

* **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = F_p + Q = 1.002 + 1 = 2.002 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.002 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025\text{MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0.1f_{c28} ; 3\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

On a : $\tau_u=0.025\text{MPa} < \bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$ condition vérifié

❖ Vérification a l'ELS :

* Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) \end{array} \right.$$

$M_{ser}=0.6\text{KN.m}$; $N_{ser}= 2.0875\text{KN}$; $d= 0.08\text{m}$

* Position de l'axe neutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} C = d - e_1 \\ e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow e_1 = 0.509\text{m} \\ e_1 > d \rightarrow C \text{ a l'extérieur de la section} \rightarrow C = - 0.429\text{m} \end{array} \right.$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3 \times C^2 + (d - C) \times \frac{90 \times A_s}{b} \rightarrow P = - 0.542\text{m}^2 \\ q = -2 \times C^3 + (d - C)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} \rightarrow q = 0.162 \text{m}^3 \end{array} \right.$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + py_c + q = 0$; avec $y = y_c + c$

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} \rightarrow \Delta = 0.00265$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} t = (\sqrt{\Delta} - q) \rightarrow t = - 0.1104 \\ z = t^{1/3} \rightarrow z = - 0.4798 \\ y_c = z - \frac{P}{3 \times z} \rightarrow y_c = -0.1806\text{m} \end{array} \right.$$

Donc : $y = y_c + C = -0.609\text{m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \rightarrow \mu_t = 0.187\text{m}^3$$

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = -0.0067\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifier} \\ \sigma_{st} = 0.11537\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

❖ Schéma de ferrailage :

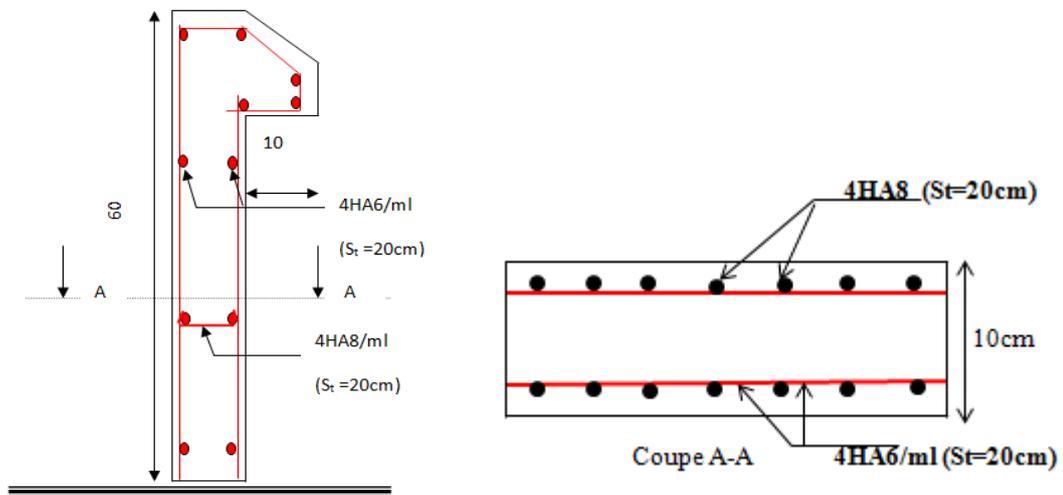


Figure. II. 24 schémas de ferrailage de l'acrotère

Chapitre III : Etude dynamique

Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

III.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- * La méthode statique équivalente.
- * La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

III.1.1. Méthode statique équivalente:**A. Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

C. Calcul de la force sismique totale :

L'effort sismique total V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontale et orthogonale, selon la formule :

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

Avec :

- * **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.
 Dans notre cas : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$
- * **R** : coefficient de comportement global de la structure.
 Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99/2003 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte) $\Rightarrow \mathbf{R = 5}$
- * **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Critère Q	Valeurs de P _q selon X-X		Valeurs de P _q selon Y-Y	
	Observation	pénalité	Observation	pénalité
1) Condition minimale des files de contreventement	Non observé	0.05	Non observé	0.05
2) Redondance en plan	Non observé	0.05	Oui observé	0
3) Régularité en plan	Non observé	0.05	Oui observé	0
4) Régularité en élévation	Oui observé	0	Oui observé	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	non observé	0.05	non observé	0.05
6) Contrôle de la qualité De la construction	non observé	0.1	non observé	0.1

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. $\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1.3 \\ Q_y = 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow Q = 1.3$

- * **W** : poids total de la structure : $W = \sum_1^8 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$
 W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.
 W_{Qi} : Charge d'exploitation.
 β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

W = 19620.295 KN.

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

D. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

- $T = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

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

$\Rightarrow h_N = 29.07 \text{ m.}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0.626\text{s.}$

- $T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$.

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 20.97 \text{ m} \\ L_y = 9.7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.571 \text{ sec} \\ T_y = 0.840 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(0.626; 0.571) = 0.571 \text{ sec} \\ T_y = \min(0.626; 0.840) = 0.626 \text{ sec} \end{cases}$$

Après Majoration de 30% $\begin{cases} T_x = 0.742 \text{ sec} \\ T_y = 0.814 \text{ sec} \end{cases}$

Valeur de T₁ et T₂ :

T₁, T₂: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

Sol meuble \Rightarrow site S₃ \Rightarrow T₂=0.5sec

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

$$\begin{cases} \text{Portique auto stable} \rightarrow \xi = 7 \% \\ \text{Voiles} \rightarrow \xi = 10 \%. \end{cases}$$

Donc, pour notre construction mixte on prend $\Rightarrow \xi = 10 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.763 \times 0.915 \\ D_y = 2.5 \times 0.763 \times 0.861 \end{cases} \quad \text{d'ou} \quad \begin{cases} D_x = 1.746 \\ D_y = 1.642 \end{cases}$$

Donc, V_{st X} = 1336.024 KN. V_{st Y} = 1252.566

III.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

- 1) les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2) seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3) le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

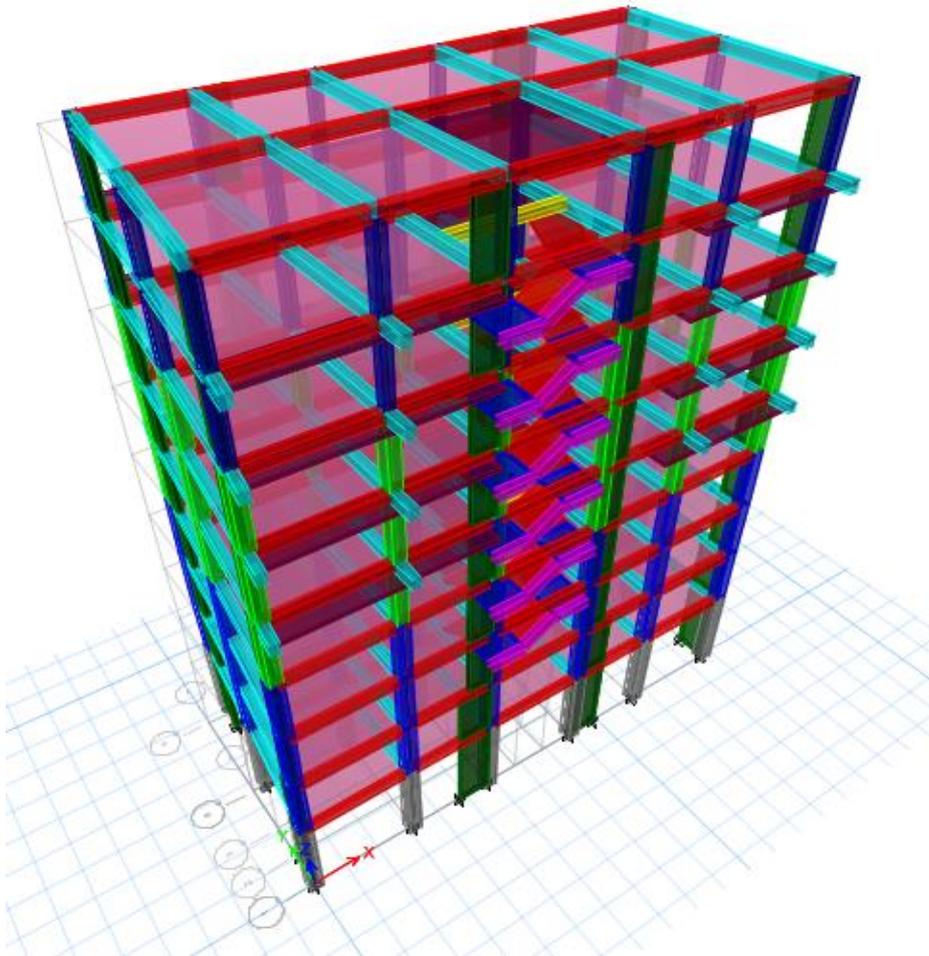


Figure III.1 : Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 2016.

III.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

On a opté à cette disposition :

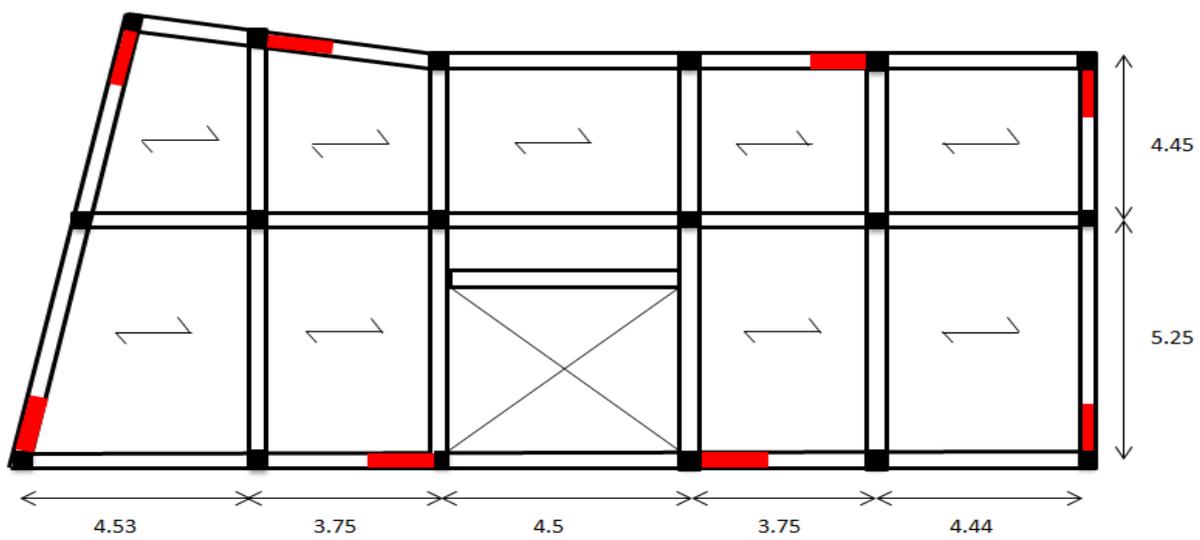


Figure III.2: disposition des voiles.

III.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

- Mode (1) :

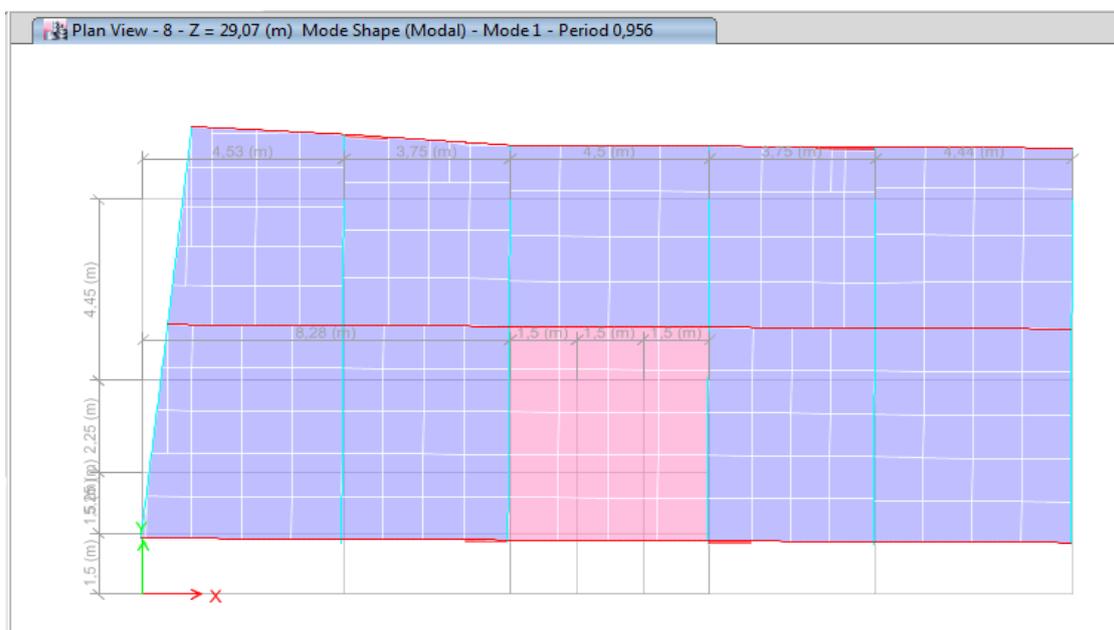


Figure III.3: premier mode de déformation (T=0.956 sec)

Mode (2) :

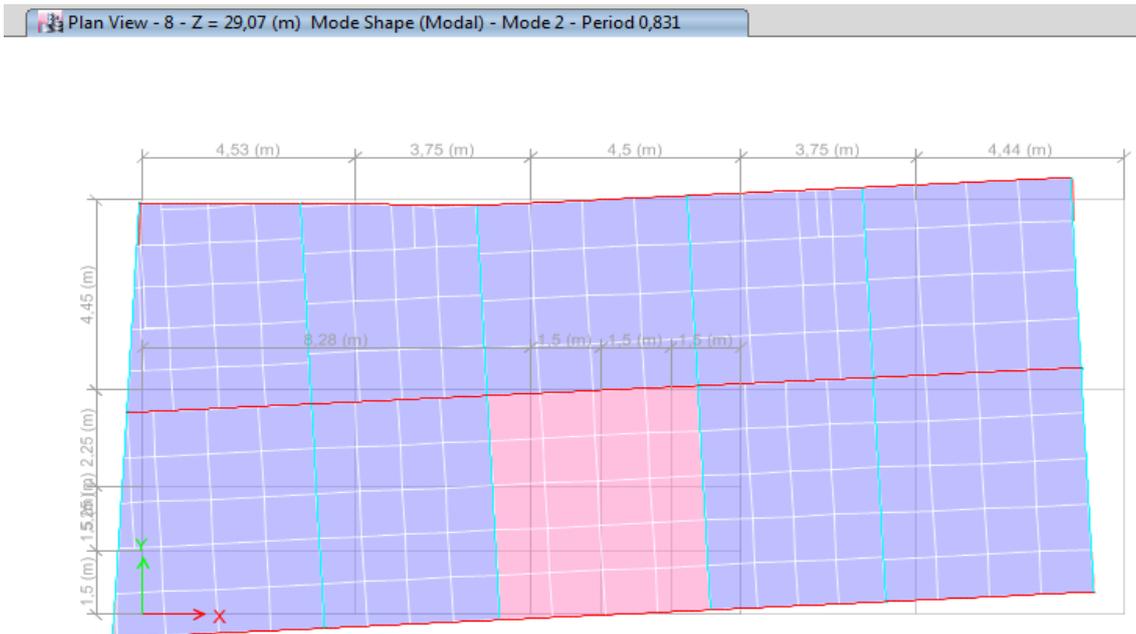


Figure III.4: deuxième mode de déformation (T=0.831 sec).

• Mode (3) :

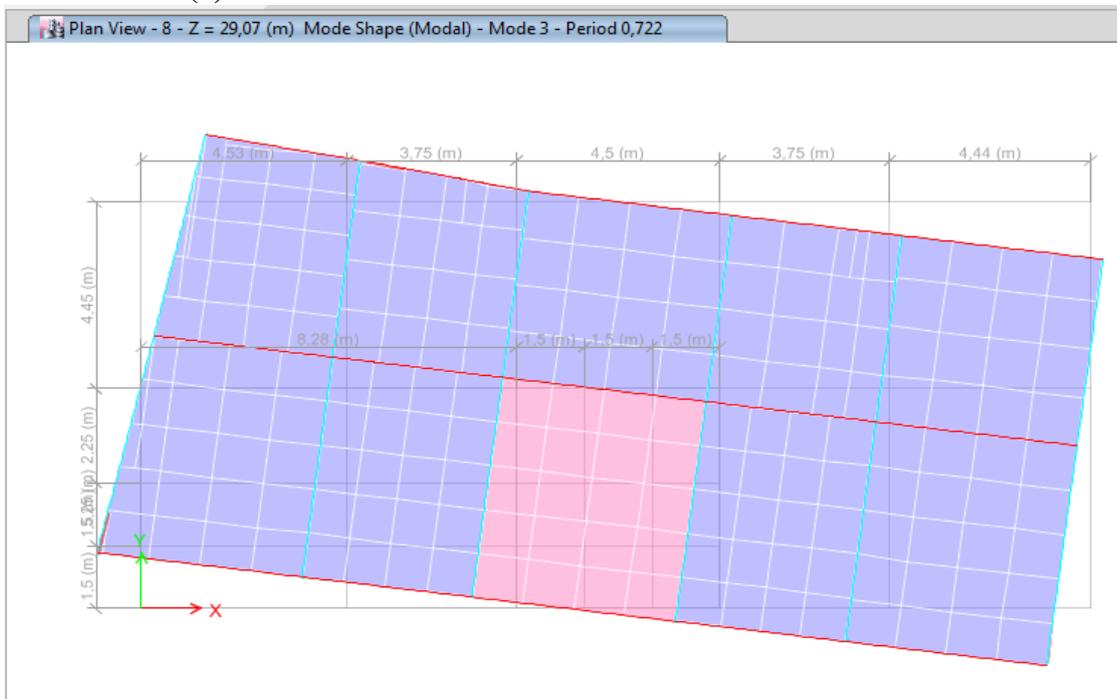


Figure III.5 :troisième mode de déformation (T=0.722 sec).

➤ Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau III.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Mode	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,956	0,0003	0,7995	0,0003	0,7995
2	0,831	0,7048	0,0001	0,7052	0,7995
3	0,722	0,1114	0,0009	0,8166	0,8004
4	0,312	0,0001	0,1055	0,8167	0,906
5	0,269	0,0916	0,00002	0,9127	0,906
6	0,232	0,0054	0,0002	0,9181	0,9062

Note : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du cinquième mode dans les deux sens (sens x-x) et(sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

III.1.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximums d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

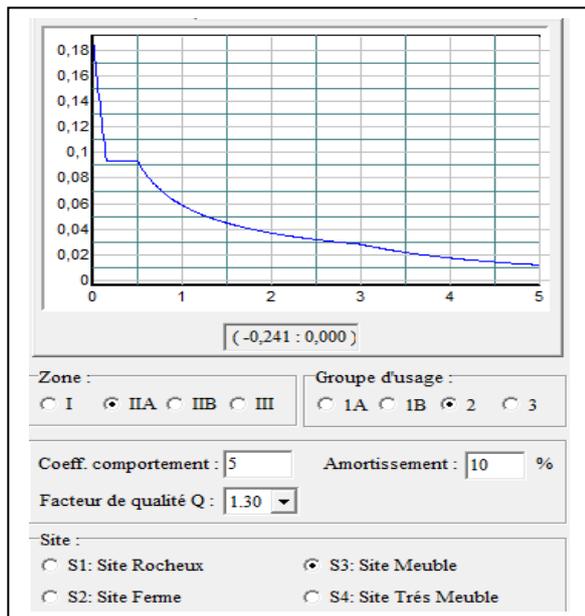


Figure III.6 : Spectre de réponse de la structure

III.2 Justification de l’interaction voile-portique.

Les tableaux(III.2) et (III.3) illustrent respectivement la justification de l’interaction sous charges horizontales et verticales. L’article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l’effort tranchant d’étage.

III.2.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l’interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2 Interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	17748,736	4395,149	22143.885	80,151	19,848	Vérifiée

III.2.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur les tableaux suivants :

a) Dans le sens x-x (Ex) :

Tableau III.3 : Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	245,732	677,234	922.965	26,624	73,375	vérifiée
Etage 1	433,118	464,509	439.627	48,251	51,748	vérifiée
Etage 2	378,701	402,931	781.632	48,450	51,549	vérifiée
Etage 3	381,516	329,030	713.546	53,693	46,306	vérifiée
Etage 4	292,722	337,738	630.460	46,429	53,570	vérifiée
Etage 5	270,051	268,651	538.702	50,129	49,870	vérifiée
Etage 6	243,684	185,079	428.763	56,834	43,165	vérifiée
Etage 7	110,138	187,052	297.190	37,059	62,940	vérifiée
Etage 8	115,484	69,604	185.088	62,394	37,605	vérifiée

b) Dans le sens y-y (Ey):

Tableau III.4 : Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	285,071	662,391	947.462	30,08786	69,912	vérifiée
Etage 1	522,876	400,541	923.417	56,624	43,375	vérifiée
Etage 2	485,554	236,354	721.908	67,259	32,740	vérifiée
Etage 3	465,978	159,077	625.055	74,549	25,450	vérifiée
Etage 4	356,629	197,935	554.564	64,307	35,692	vérifiée
Etage 5	327,372	148,474	475.846	68,797	31,202	vérifiée
Etage 6	292,431	85,428	374.711	77,391	22,608	vérifiée
Etage 7	133,751	124,666	258.417	51,757	48,242	vérifiée
Etage 8	146,106	50,337	196.443	74,375	25,624	vérifiée

III.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau III.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	Observations
Sens x-x	1331.900	1065.52	922.847	N Vérifié
Sens y-y	1252.566	1002.0528	946.625	N Vérifié

On voit bien que $V_{dyn} < 0.8V_{st}$ et cela dans les deux sens, alors il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments) de 15% selon X et 10% selon Y.

III.4. Vérification de l’effort normal réduit :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau III.6 : Vérification de l’effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	1793.189	0.237	vérifiée
Etage 1	50	50	2500	1605.003	0.256	vérifiée
Etage 2	50	50	2500	1373.447	0.219	vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1140.1906	0.182	vérifiée
Etage 4	45	45	2025	917.500	0.181	vérifiée
Etage 5	45	45	2025	712.356	0.140	vérifiée
Etage 6	45	45	2025	523.008	0.103	vérifiée
Etage 7	35	35	1225	368.075	0.120	vérifiée
Etage 8	35	35	1225	202.570	0.066	vérifiée

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

III.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{Formule (4-19).}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage à moins qu’il ne puisse être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.7 : Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,185	0,925	0,402	0530	459	0,113	vérifiée
Etage 1	0,438	2,190	0,925	1,265	306	0,413	vérifiée
Etage 2	0,705	3,525	2,190	1,335	306	0,436	vérifiée
Etage 3	0,973	4,865	3,525	1,340	306	0,437	vérifiée
Etage 4	1,347	6,735	4,865	1,870	306	0,611	vérifiée
Etage 5	1,596	7,980	6,735	1,245	306	0,406	vérifiée
Etage 6	1,807	9,035	7,980	1,055	306	0,344	vérifiée
Etage 7	1,984	9,920	9,035	0,885	306	0,289	vérifiée
Etage 8	2,005	10,025	9,920	0,105	306	0,034	vérifiée

Tableau III.8 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,217	1,085	0,273	0,812	459	0,176	vérifiée
Etage 1	0,498	1,490	1,085	1,405	306	0,459	vérifiée
Etage 2	0,798	3,990	2,490	1,500	306	0,490	vérifiée
Etage 3	1,089	5,445	3,990	1,455	306	0,475	vérifiée
Etage 4	1,366	6,830	5,445	1,385	306	0,453	vérifiée
Etage 5	1,609	8,045	6,830	1,215	306	0,397	vérifiée
Etage 6	1,814	9,07	8,045	1,025	306	0,334	vérifiée
Etage 7	1,990	9,950	9,070	0,880	306	0,287	vérifiée
Etage 8	2,131	10,655	9,950	0,705	306	0,230	vérifiée

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

III.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par

le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.9 : Vérification des effets P-Δ (sens x-x).

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	459	19559,729	0,523	1061,132	0,0210	vérifiée
Etage 1	306	17216,695	1,265	1031.412	0,069	vérifiée
Etage 2	306	15203,159	1,335	976,432	0,067	vérifiée
Etage 3	306	13021,793	1,340	896,696	0,063	vérifiée
Etage 4	306	10840,427	1,87	797,622	0,083	vérifiée
Etage 5	306	8601,749	1,245	678,500	0,051	vérifiée
Etage 6	306	6363,070	1,055	538,358	0,0407	vérifiée
Etage 7	306	4108,838	0,885	377,996	0,031	vérifiée
Etage 8	306	1974,690	0,105	204,159	0,003	vérifiée

Tableau III.10: Vérification des effets P- Δ (sens y-y).

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	459	19559,729	0,812	993,9086	0,034	vérifiée
Etage 1	306	17216,6959	1,405	967,6363	0,081	vérifiée
Etage 2	306	15203,1595	1,5	967,6363	0,081	vérifiée
Etage 3	306	13021,7937	1,455	917,2688	0,073	vérifiée
Etage 4	306	10840,4278	1,385	844,261	0,0651	vérifiée
Etage 5	306	8601,749	1,215	753,2734	0,0531	vérifiée
Etage 6	306	6363,0702	1,025	512,139	0,041	vérifiée
Etage 7	306	4108,8383	0,88	361,807	0,032	vérifiée
Etage 8	306	1974,6906	0,705	197,357	0,023	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel ETABS 2016.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis les forces horizontaux.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

*Chapitre IV : Etudes des éléments
structuraux*

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. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le model ETABS.V16 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ 0.8 G +E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{max} \rightarrow M_{corr})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{min} \rightarrow M_{corr})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{max} \rightarrow N_{corr})$

IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - $4 \% \times b_1 \times h_1$ en zone courante.
 - $6 \% \times b_1 \times h_1$ en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi l$ en zone IIa.

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre Sont données dans la figure (IV.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_c : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

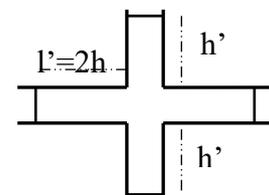


Figure. IV. 1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 Armatures longitudinales minimale et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	55*55	24.2	121	181.5
1	50*50	20	100	150
2	50*50	20	100	150
3	50*50	20	100	150
4	45*45	16.2	81	121.5
5	45*45	16.2	81	121.5
6	45*45	16.2	81	121.5
7	35*35	9.8	49	73.5
8	35*35	9.8	49	73.5

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ 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.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- Dans la zone courante : $St' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{St \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction

de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau IV. 2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveaux	comb	N° Poteau	M _{max} , N _{corr}		comb	N° Poteau	N _{max} , M _{corr}		comb	N° Poteau	N _{min} , M _{corr}	
			M(KN.m)	N (KN)			N (KN)	M(KN.m)			N(KN)	M(KN.m)
RDC	ELA	C16	101.851	772.488	ELU	C14	2148.356	6.920	ELA	C12	/	/
1→3	ELA	C16	132,257	673.607	ELU	C14	1875.957	18.811	ELA	C16	/	/
4→6	ELA	C12	84,136	379.717	ELU	C14	1144.281	16.943	ELA	C16	/	/
7 et 8	ELU	C7	48,926	114.145	ELU	C14	484.023	7.369	ELA	C12	/	/

IV.1.2.Ferraillage :

A. Armatures longitudinales :

Exemple de calcul

Le calcul de ferraillage se fera pour un seul poteau de RDC (55×55) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **Tableau V-8** suivant :

Données :

Soit : N_{max} = -2148.356 KN ; M_{corres} = 6.919 KN.m

b = 55 cm ; h = 55 cm ; d = 52 cm ; γ_b = 1.5 et γ_s = 1.15

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0032 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6.919 \times 10^{-3} + 2148.356 \times 10^{-3} \left(0.52 - \frac{0.55}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.533 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2148.356 \times 10^{-3} (0.52 - 0.03) - 0.53 = 0.522 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55)^2 \times 14.2 = 0.692 \text{ MN.m}$$

Donc :

0.533 < 0.692 ⇒ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.533}{0.55 \times (0.52)^2 \times 14.2} = 0.252 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ f_{st} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.369 \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 3.457 \text{ cm}^2 \\ z &= d(1 - 0.4\alpha) = 0.443 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = (3.457 \times 10^{-3}) - \frac{(2148.356 \times 10^{-3})}{348} \Rightarrow A = -27.164 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc, on prend $A = 0$

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 Les sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
RDC	55*55	0	24.2	8HA14+4HA20	24.89
1,2et 3	50*50	0	20	8HA14+4HA16	20.36
4,5et 6	45*45	0.493	16.2	12HA14	18.47
7 et 8	35*35	6.251	9.8	8HA14	12.32

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Les armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V _u (KN)	l_r (cm)	S _t (zone nodale) (cm)	S _t (zone courant) (cm)	A _t ^{calcul} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)
RDC	55*55	1.4	289.8	5.27	33.941	56	10	15	0.57	2.47	6HA8=3.01
1 → 3	50*50	1.2	182.7	3.65	80.021	48	10	15	2.25	2.02	6HA8=3.01
4 → 6	45*45	1.2	182.7	4.06	57.541	48	10	15	1.79	1.80	6HA8=3.01
7 et 8	35*35	1.4	182.7	5.22	36.404	56	10	15	0.975	1.57	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66$ mm.

IV.1.3. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

$h=4.59$ m et $N_{max}= 2148.356$ KN.

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0$), l_0 : hauteur libre d'étage = ($h - h_{poutre}$)

i : Rayon de giration

$$B_r = (55-2) \times (55-2) = 2809 \text{ cm}^2.$$

$N_{\max} < N_u \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 justifications de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)
RDC	55 × 55	2.89	0.158	18.164	0.806	24.89	2809	2148.356	4890.827
1,2 et 3	50 × 50	1.827	0.144	12.687	0.828	20.36	2304	1875.957	4119.461
4,5 et 6	45 × 45	1.827	0.129	14.162	0.823	18.47	1849	1144.281	3347.001
7 et 8	35 × 35	1.827	0.101	18.089	0.806	12.32	1089	484.023	1970.99

On remarque que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à

chaque niveau. $\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A' (v-d')^2 + 15A_s (d-v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{yy} = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A_s (d-v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15(A + A')$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

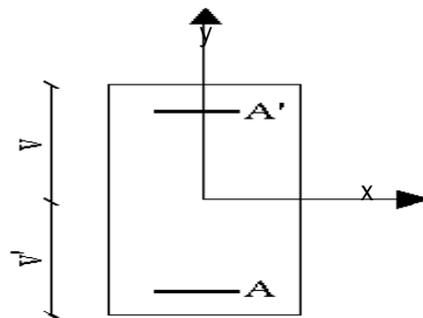


Figure. IV. 2 sections des poteaux

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{serG} (KN.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)
RDC	55*55	49.5	24.89	27.5	27.5	0.00943	1563.736	5.009	5.009	4.747	4.455
1, 2et 3	50*50	45	20.36	25	25	0.00643	1365.324	13.592	13.592	5.395	4.338
4, 5et 6	45*45	40.5	18.47	22.5	22.5	0.00431	833.295	12.627	12.627	4.278	2.960
7 et 8	35*35	31.5	12.32	17.5	17.5	0.00161	353.273	5.356	5.356	3.088	1.923

On voit bien que $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ tel que } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
RDC	55 × 55	2.89	5.27	0.075	52	33.941	0.112	1.875
1, 2 et 3	50 × 50	1.827	3.65	0.04	47	80.021	0.320	1
4, 5 et 6	45 × 45	1.827	4.06	0.04	42	57.541	0.284	1
7 et 8	35 × 35	1.827	5.22	0.075	32	36.403	0.297	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

IV.1.4. Dispositions constructives

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

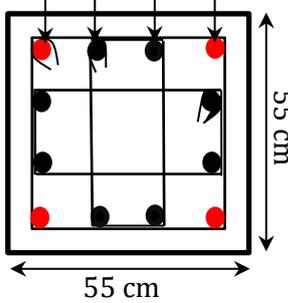
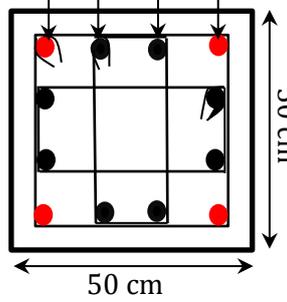
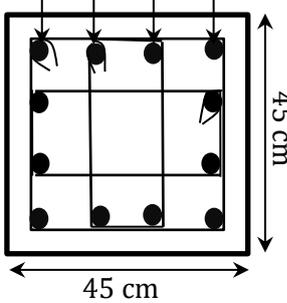
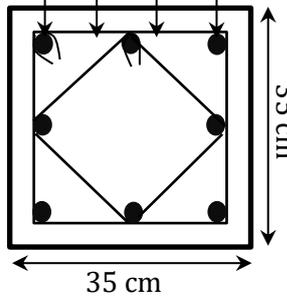
▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

- $\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 64 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 56 \text{ cm}$
- $\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.2 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 48 \text{ cm}$

IV.1.5. Schémas de ferrailage :

Tableau IV. 8 Schémas de ferrillages des poteaux

RDC	Etages 1, 2 et 3
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p>2T20+2T14/face</p>  <p>55 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p> <p>2T16+2T14/face</p>  <p>50 cm</p>
Etages 4, 5 et 6	Etages 7 et 8
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p> <p>4T14/face</p>  <p>45 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2 Cadre ϕ_8</p> <p>3T14/face</p>  <p>35 cm</p>

IV.2. Etude des poutres :

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

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par notre model **ETABS 2016**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 \times G + E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

IV.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_t^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone II_a.
Avec ϕ_{\max} : le diamètre maximal utilisé.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.2.2.Ferrailage des poutres :

IV. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
RDC	100.741	128.805	76.844	9.030	119.289	97.286
Habitations	109.163	158.123	83.061	6.422	139.963	113.723
Terrasse inaccessible	65.991	66.011	71.649	3.438	43.677	32.014

IV.2.2.2. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le model **ETABS 2016**. Nous avons :

Retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveau	poutre	section	local	comb	M	V	A _{min}	A _{cal}	choix	A _{adopté}
					(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
Etages	PP	30*45	Appui	ELA	158.124	83.062	6.75	10.33	3HA14 Fil+3HA16 chap	10.65cm ²
			Travée	ELA	109.163			6.95		3HA12+3HA14
	PS	30*40	Appui	ELA	139.963	113.723	6	10.50	3HA14+3HA16	10.65cm ²
			Travée	ELA	6.422			0.424		/

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \times \phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\phi_l=16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r=65\text{cm}$.
- $\phi_l=14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r=60\text{cm}$.
- $\phi_l=12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r=50\text{cm}$.

❖ **Pourcentage total maximal des aciers longitudinaux:**

- **Poutre principale :**
 $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \cdot 0.3 \cdot 0.45 = 54 \text{ cm}^2$ zone courante.
 $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.04 \cdot 0.3 \cdot 0.45 = 81 \text{ cm}^2$ zone recouvrement.

- **Poutre secondaire :**
 $A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 48 \text{ cm}^2$ zone courante.
 $A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.04 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 72 \text{ cm}^2$ zone recouvrement.

❖ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

- **Poutre principale :**
 $A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \cdot 0.3 \cdot 0.45 = 6.75 \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :**
 $A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 6\text{cm}^2$.

IV.2.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

• **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (1.2 ; 1.285 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

• **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (1.2 ; 1.14 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un épingle).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

• **Poutre principale :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l^{min} \right) = \min (11.25 ; 14.4)$

On adopte $S_t = 10cm$ en zone nodale.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5 cm$

On adopte un espacement de 20cm en zone courante.

• **Poutre secondaire :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l^{min} \right) = \min (10 ; 14.4)$

On adopte $S_t = 10cm$ en zone nodale.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 cm.$

On adopte un espacement de 20cm en zone courante.

IV.2.3. Vérifications à l'ELU :

IV.2.3.1. Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 cm^2$, Pour les poutres principales.

$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 cm^2$, Pour les poutres secondaires.

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

IV.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: $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min (0.133 \times f_{c28} ; 4 MPa) = 3.33MPa$, **BAEL91 (Article H.III).**

Tableau IV. 11 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$	Observation
Principales	83.061	0.659	3.33	Vérifiée
Secondaires	113.723	0.997	3.33	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

IV.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

• Appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times Y_s}{f_e} = A_l^{rive}$

• Appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = A_l^{int}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	83.061	-158.124	2.388	- 9.638	Vérifiée
Secondaires	10.65	113.723	-139.963	3.269	- 8.496	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

IV.2.4. Vérifications à l'ELS :

IV.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15$ MPa (contrainte admissible du béton).
- M_{ser} : moment max à l'ELS.
- y : position de l'axe neutre.
- I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

Tableau IV. 13 Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	59.713	148765.932	16.484	6.616	15
	Travées	48.241	121309.152	14.768	5.873	15
Poutres secondaires	Appuis	59.713	118112.046	15.485	7.829	15
	Travées	48.241	96640.499	13.985	6.936	15

IV.2.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

✓ $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ (1)

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ (2)

✓ $\frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$ (3)

*** Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$\frac{h}{l} = \frac{45}{525} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.062$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.079$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{bd} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

*** Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

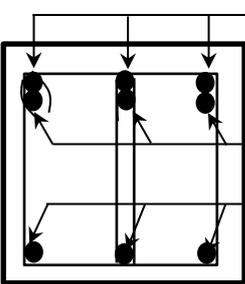
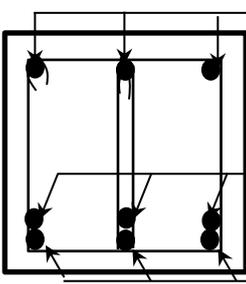
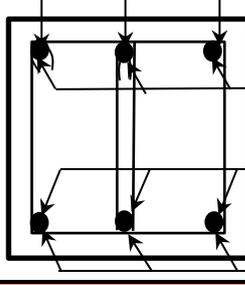
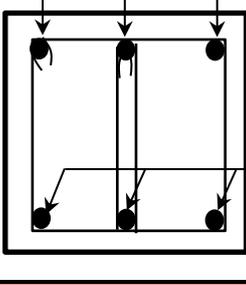
$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.007 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

Tableau IV. 14 Schéma de ferrailages des poutres

Poutre principale (30*45) cm ²	
	
En appui	En travée
Poutre secondaire(30*40)cm ²	
	
En appui	En travée

IV.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99addenda2003 (Art.7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

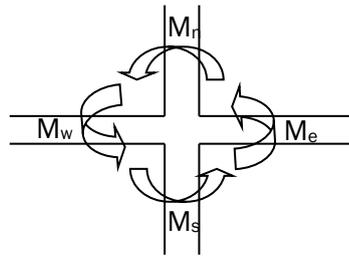


Figure IV.1 : répartition des moments dans les zones nodales.

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- * Des dimensions de la section du béton.
- * De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- * De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.9 \times h$; (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 15 Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	55×55	0.495	24.89	428.755
1, 2 et 3	50×50	0.450	20.36	318.837
4, 5 et 6	45×45	0.405	18.47	263.557
7 et 8	35×35	0.315	12.32	135.051

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 16 Moment résistant dans les poutres

Niveau	Local	h (m)	z (m)	A _s (m ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC + étage courant	PP	0.45	0.405	10.65	348	150.101
	PS	0.4	0.360	10.65	348	133.423
Terrasse inaccessible	PP	0.45	0.405	10.65	348	150.101
	PS	0.4	0.360	10.65	348	133.423

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux

Tableau IV. 17 vérifications des zones nodales poutres principales

Niveau	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _{n+} M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25×(M _w +M _e) (KN.m)
RDC	428.755	428.755	857.51	150.101	150.101	375.252
1	322.596	322.596	645.192	150.101	150.101	375.252
4	237.342	237.342	474.684	150.101	150.101	375.252
7	135.051	135.051	270.102	150.101	150.101	375.252

Tableau IV. 18 Vérification des zones nodales poutres secondaires

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
RDC	428.755	428.755	857.519	133.423	133.423	333.557
1	322.596	322.596	645.192	133.423	133.423	333.557
4	237.342	237.342	474.684	133.423	133.423	333.557
7	135.051	135.051	270.102	133.423	133.423	333.557

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

IV.3 : Etude des voiles :

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie (épaisseur) et l'autre de forte inertie (longueur).

IV.3.1 : Type de sollicitation :

Les voiles vont être calculées à la flexion composée sous les combinaisons suivantes

- Situation durables selon CBA (1.35G+1.5Q)
- Situation accidentelle selon le **RPA99/2003** ($G+Q \pm E$; $0.8G \pm E$)

La section d'armature longitudinale sera vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

IV.3.2: Recommandation RPA99/2003

IV.3.2.1 : Armature verticale :

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 repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,20\% \times L_t \times e$.
Avec: L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ceinturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.3.2.2 : Armature horizontale :

- Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \times \phi_l$.

IV.3.2.3 : Armature longitudinale :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

IV.3.2.4 : Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} ; \text{ avec : } V = 1,4 \times V_u$$

❖ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$ dans la section globale du voile ;

$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h$ dans la zone courante.

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$;

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

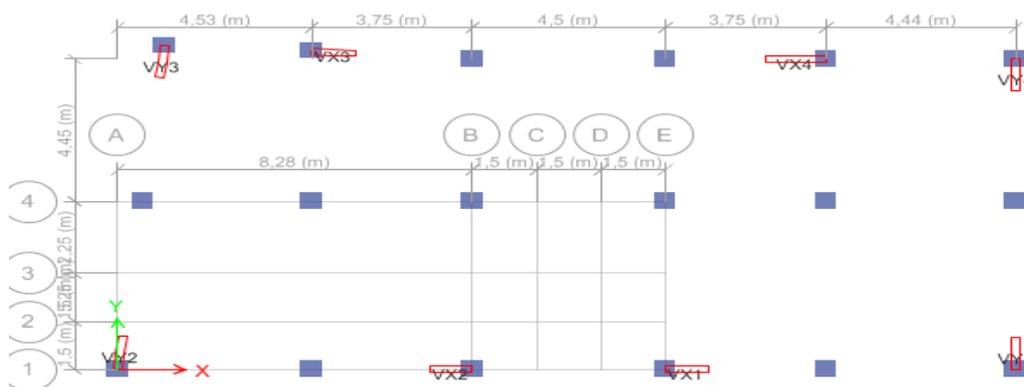


Figure IV.2 :

IV.3.3: Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

a. Calcul des contraintes σ_{min} et σ_{max} tel que $\sigma_{max;min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$

b. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur $d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_e)$

c. Calcul la longueur de la zone Comprimé "Lc" et tendue "Lt" : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$

Avec : N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile

V : bras de levier

I : l'inertie de voile

h_e: hauteur libre du voile considéré.

L_c: longueur de la zone comprimée

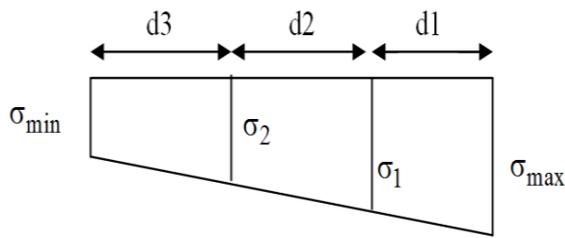
L_t: longueur de la zone tendue.

On distingue 3 cas : **1. Section entièrement comprimée**

2. Section entièrement tendue

3. Section partiellement comprimée

IV.3.3.1: Section entièrement tendue :



- $(\sigma_{max}, \sigma_{min}) < 0$
 - le volume des contraintes de traction N
 traction $i,i+1$:

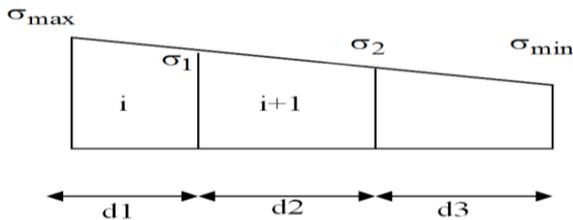
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$

- Si : $A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% \cdot e \cdot L \rightarrow A_{retenu} = A_{min}$
 Sinon : $\rightarrow A_{retenu} = A_{vi}$

IV.3.3.2: Section entièrement comprimée :



- $(\sigma_{max}, \sigma_{min}) > 0$

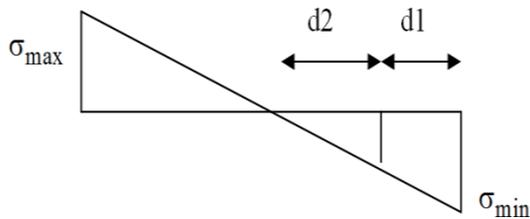
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{i+1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

IV.3.3.3: Section partiellement comprimée :



- $(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}}$$

IV.3.4 : Les sollicitations de calcul :

Pour l'exemple de calcul, on prend le voile le plus sollicité dans le sens : YY sous la combe 0.8G±EY.

Tableau IV. 19 Les sollicitations les plus défavorables dans le voile Vy4

Niveaux	Voile Vy4			
	Combe.	N	M	V
R.D.C	0.8G+EY	375,509	1048,521	200,1
1	0.8G+EY	347,275	386,654	122,4
2, 3	0.8G+EY	341,363	156,91	75,1
4, 5, 6	0.8G+EY	269,551	111,893	72,1
7, 8	0.8G+EY	116,569	45,718	45,7

IV.3.4.1: Les caractéristiques géométriques du voile Vy4

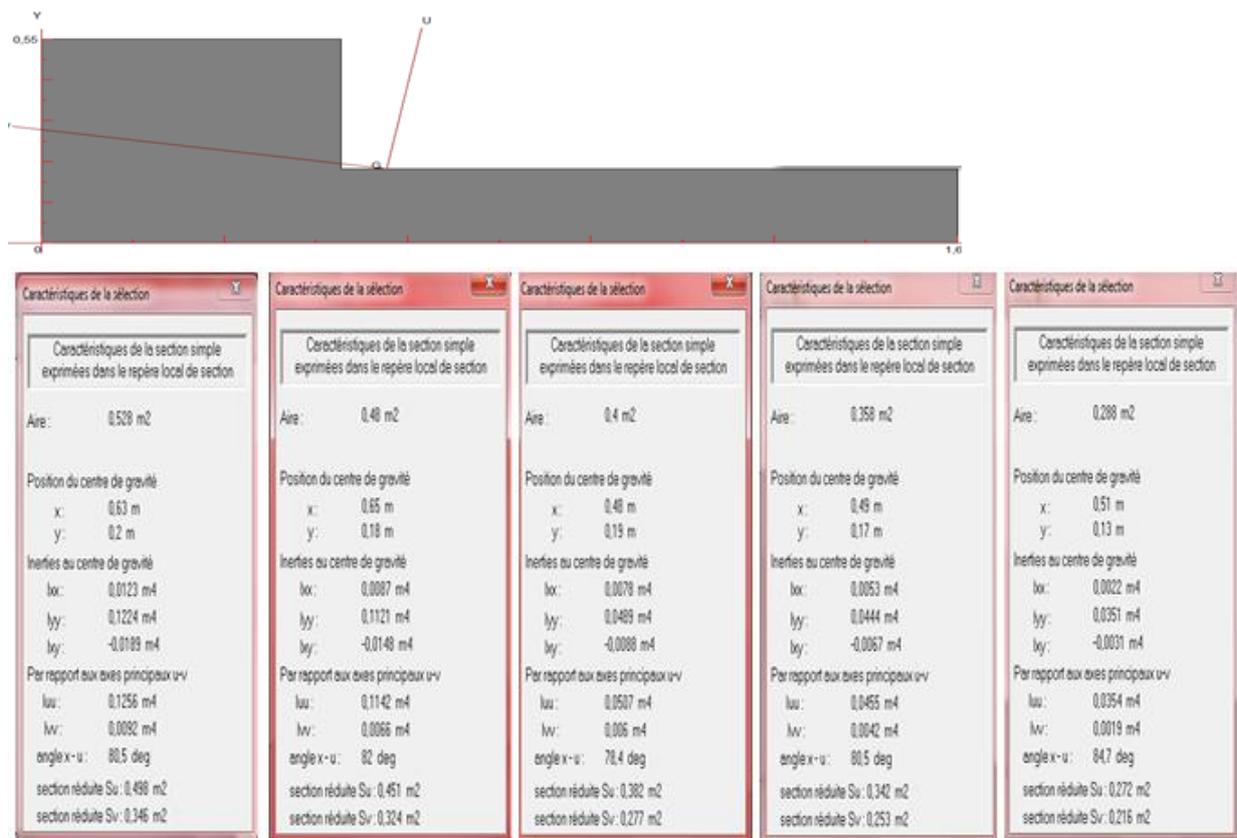


Figure. IV. 3 les caractéristiques géométriques du voile Vy4

IV.4 : Ferrailage d'un voile type selon YY : VY4

* Sous combinaison 0,8G+Ey :

Tableau IV. 20 Ferrillages du voile Vy4 selon la combinaison 0.8G+Ey

Zone		0,8G+Ey					
		R.D.C	1	2- 3	4-5-6	7,8	
Caractéristique géométrique	L (m)	1,675	1.65	1.25	1.225	1,175	
	B (m ²)	0.528	0.48	0.4	0.358	0,228	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0,2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	6086.02	2965.468	2390.5	1999.017	1286,772	
	σ_{min} (KN/m ²)	-8204,229	-2725.70	-1612.34	-1116.186	-745.328	
	V _U (KN)	200,12	122,4	75.07	72.07	45,72	
	L _t	0,961	0,79	0.503	0.438	0,43	
	L _c	0,714	0,86	0,747	0,787	0,745	
	D	0,48	0,58	0,5	0,53	0,5	
	σ_1 (KN/m ²)	-3508,78	-1000,57	-9.616	-0.0001	-138,665	
	σ_2 (KN/m ²)	/	/	86,54	/	/	
	σ_3 (KN/m ²)	/	/	/	/	/	
ferrillages	N (KN)	N ₁	-1771,59	-465,786	-202.745	-110,0001	-54,145
		N ₂	-144,211	-29,017	-0,231	/	-1,11
		N ₃	/	/	/	/	/
	A _v (cm ²)	A _{v1}	44.2899	11,6447	5,068	2,7501	1,3837
		A _{v2}	3,6053	0,7255	0,0058	/	0,0278
		A _{v3}	/	/	/	/	/
	A _{min R.P.A} = 0.2% L _t .e		7,694	6,16	5,12	3,942	2,77
	A _{1adopté} (cm ²)		50,27	20,36	20,36	18,47	12,32
	A _{2adopté} (cm ²)		9,24	4,52	2nappe T12/15cm	2nappe T12/15cm	2nappe T10/15cm
	A _{3adopté} (cm ²)		/	/	/	/	/
	Choix /nappe: A ₁		16T20	8T14 + 4T16	8T14 + 4T16	12T14	8T14
	Choix /nappe: A ₂		2*3HA14	2*2HA12	2nappe T12/15cm	2nappe T12/15cm	2nappe T10/15cm
	Choix /nappe : A ₃		/	/	/	/	/
	S _{t1} (cm)		10	10	10	10	10
	S _{t2} (cm)		15	15	15	15	15
	S _{t3} (cm)		15	/	/	/	/
	A _{H1} (cm ²)		11,072	2,911	1,26	0.678525	0,338425
	A _{H2} (cm ²)		0,901	0,1813	0,0014	0.00002	0,00675
	A _{H3} (cm ²)		/	/	/	/	/
	A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04	7,04
Choix par nappe		2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8	
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²					
A _{vj couture calcul} (cm ²)		5,5033	3,366	2,064	1,98247	1,2573	
Contr Cisail	τ_b (Mpa)	0,83632	0,51927	0.4203	0.411942	0,2723744	
	$\tau_b=f_{c28}$	5	5	5	5	5	

Tableau IV. 21 Ferrailages du voile Vy4 selon la combinaison 0.8G-Ey

* Sous combinaison 0,8G-Ey :

		0,8G-Ey					
Zone		R.D.C	1	2- 3	4-5-6	7,8	
Caractéristique géométrique	L (m)	1,675	1.65	1.25	1.225	1,175	
	B (m ²)	0.528	0.48	0.4	0.358	0,228	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0,2	
Sollicitation de Calcul	σ_{max} (KN/m ²)	6086.02	2965.468	2390.5	1999.017	1286,772	
	σ_{min} (KN/m ²)	-8204,229	-2725.70	-1612.34	-1116.186	-745.328	
	V _U (KN)	200,12	122,4	75.07	72.07	45,72	
	L _t	0,961	0,79	0.503	0.438	0,43	
	L _c	0,714	0,86	0,747	0,787	0,745	
	D	0,48	0,58	0,5	0,53	0,5	
	σ_1 (KN/m ²)	-6496,793	-2035,65	-971,25	-606,512	-395,6639	
	σ_2 (KN/m ²)	-3252,6652	-1017	-485,62	-20,387	/	
	σ_3 (KN/m ²)	/	/	/	/	/	
ferrailages	N (KN)	N ₁	-294,021	-95,228	-51,672	-34,454	-22,86
		N ₂	-370,48	-90,078	-22,072	-14,419	-9,17
		N ₃	-123,927	-30,026	-7,358	/	/
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,35	2,38	1,2918	0,8614	0,572
		A _{v2}	9,29	2,52	0,5518	0,360	0,2293
		A _{v3}	3,0982	0,75	0,184	/	/
	A _{min R.P.A} = 0.2% L _t .e		3,844	3,16	2,012	1,72	1,72
	A _{1adopté} (cm ²)		8,04	6,16	6,16	4,52	3,14
	A _{2adopté} (cm ²)		12,06	4,52	4,42	4,52	3,14
	A _{3adopté} (cm ²)		9,24	4,52	4,52	/	/
	Choix /nappe:A ₁		4T16	4T14	4T14	4T12	4T10
	Choix /nappe: A ₂		2*3HA16	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA10
	Choix /nappe : A ₃		2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12	/	/
	S _{t1} (cm)		15	15	15	15	15
	S _{t2} (cm)		15	15	15	15	15
	S _{t3} (cm)		15	15	15	15	15
	A _{H1} (cm ²)		1,8376	0,595	0,3229	0.2153	0,134
	A _{H2} (cm ²)		2,3155	0,563	0,1379	0.09	0,0573
	A _{H3} (cm ²)		0,77455	0,1876	0,046	/	/
	A _{adopté} (cm ²)		7,04	7.04	7.04	7.04	7,04
Choix par nappe		7HA8	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8	
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²					
A _{vj couture calcul} (cm ²)		5,5033	3,366	2,064	1,98247	1,2573	
Cont. Cisaillem	τ_b (Mpa)	0,83632	0,51927	0.4203	0.411942	0,2723744	
	$\tau_{badm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	5	

IV.5: Schéma de ferrailage Vy4 :

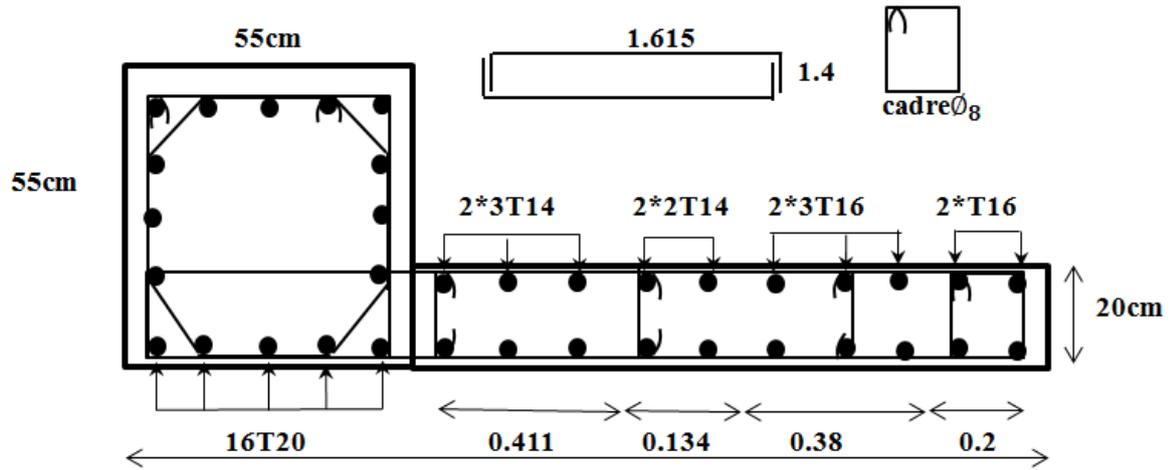


Figure. IV. 4 Schéma de ferrailage Vy4

Chapitre V : Infrastructure

V : Infrastructure**V.1 : Etude du sol :**

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car le choix d'un type de fondation et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physique et mécanique du sol.

Elles doivent cependant être suffisamment détaillées pour permettre :

- Le classement du site par rapport aux sites types.
- L'utilisation d'une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

➤ Conclusion et recommandations du rapport d'étude du sol :

- Les essais de laboratoire ont montré que le sol est assez homogène détenant un pouvoir portant moyen.
- Une analyse chimique n'a relevé aucune agressivité vis à vis du béton de fondation.
- Des fondations superficielles de type filantes ou radier, il laisse l'appréciation et le choix d'adaptation de manière à éviter tout risque de tassement différentiel.
- Un taux de travail de l'ordre de 1,8 bars pour une profondeur d'ancrage moyenne de 1,2 m par rapport au terrain naturel.
- Vu les propriétés mécaniques de notre sol, il est classé en site **S₃** (Site meuble).

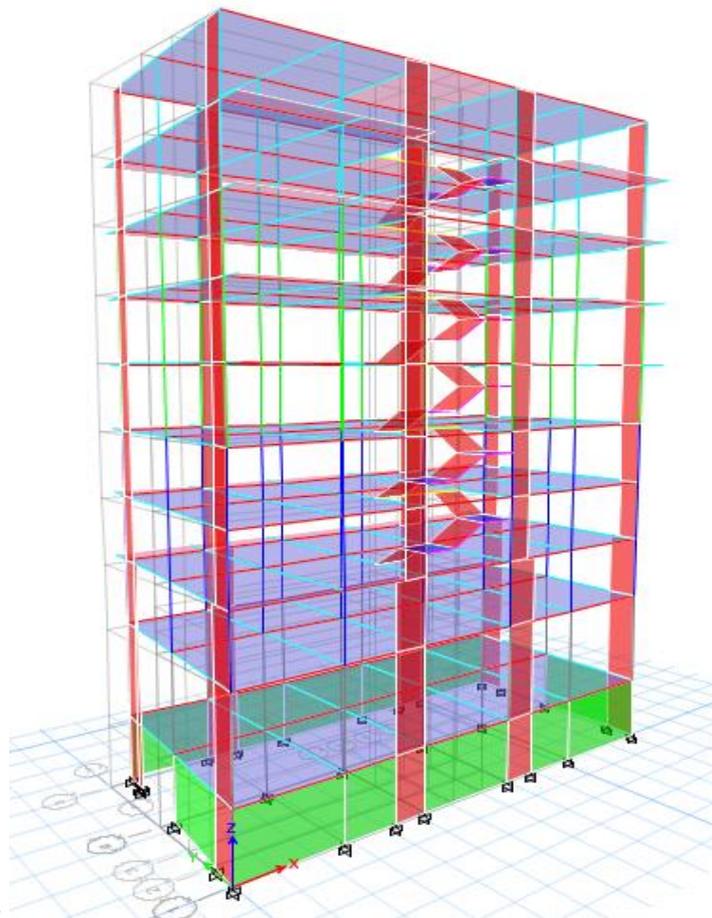


Figure V.1 : Modèle de l'infrastructure

V.II : Type de fondation adopté :

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- * La capacité portante du sol d'assise.
- * Le taux de charge transmise.
- * La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier:

$$\overline{\sigma}_s = \frac{N_{sup+inf}}{S^{fond\ nécessaire}} \Rightarrow S^{fond\ nécessaire} = \frac{N_{sup+inf}}{\overline{\sigma}_s}$$

Avec: $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol

$N_{sup+inf}$: Poids de la superstructure et l'infrastructure (voir 2.2.4.1)

$S^{fond\ nécessaire}$: Surface nécessaire de la fondation

Tableau V. 1: Type de fondation adopté

Poids super-structure (sans sous-sol) (KN)	Poids infra-structure (KN)	$N_{sup+inf}$ (KN)	$\overline{\sigma}_s$ (bars)	$S^{fond\ nécessaire}$ (cm ²)	S_{bloc} (cm ²)
22143.885	3155.256	25299.1419	1.8	140.550	200.2

Donc : $\frac{S^{fond\ nécessaire}}{S_{bloc}} > 50\% \Rightarrow \frac{S^{fond\ nécessaire}}{S_{bloc}} = 75\% > 50\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles

dépasse 50% de la surface d'emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**, le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

V.III : Radier général nervuré :

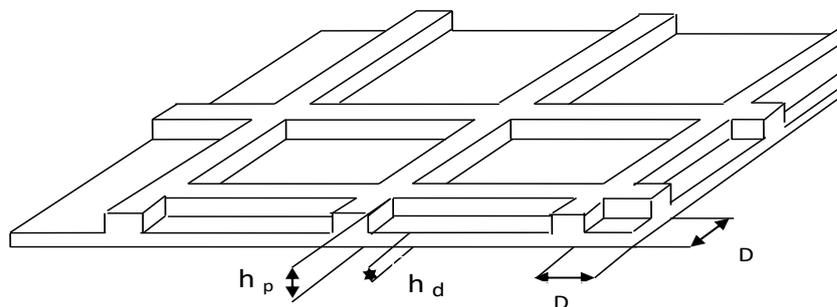


Figure V.2: Radier général nervuré

V.III.1 : Pré dimensionnement du radier

V.III.1.2 : Dalle du radier

La hauteur minimal de la dalle est conditionné par :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{528}{20} = 26.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } h_d = 40 \text{ cm}$$

Avec l_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

V.III.1.2 : Les nervures (poutres croisées)

* **La condition de coffrage** : $h_p \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{528}{10} = 52.8 \text{ cm}$.

* **La condition de rigidité** : $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \dots\dots\dots(01)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

Avec : L_e : Longueur élastique: $L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots(02)$

E : Module d'élasticité du béton (E=32164,195 MPA)

I : Moment d'inertie de la semelle (I=bh³/12)

b : La largeur de la bande = 1.00 m K : Coefficient de raideur du sol : K=40000 kN /m³

De (01) et (02) : $L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} > \frac{2l_{max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{3.k}{E} \left(\frac{2l_{max}}{\pi} \right)^4} = 0.781 \text{ m}$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

- * la dalle: $h_d = 40 \text{ cm}$
- * la nervure: $(b \times h) = (60 \times 85) \text{ cm}^2$

V.III.1.3 : Le Débord

Le débordement est limité par $D \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow D \geq \max \left(\frac{85}{2} = 45; 30 \text{ cm} \right)$; Soit un débordement $D = 50 \text{ cm}$

V.III.2: Caractéristiques géométriques du radier :

- * **Surface, Centre de gravité et les inerties du radier :**

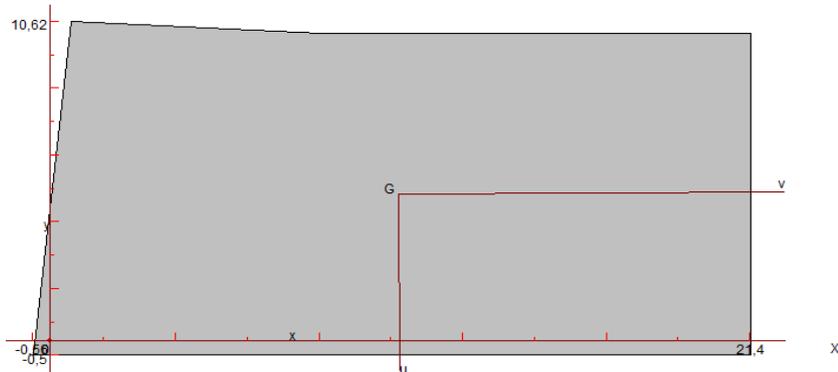


Figure V.3: Vue en plan du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{UU} = A.B^3/12 = 8781m^4 \\ I_{VV} = B.A^3/12 = 2227.2 m^4 \\ S_{radier} = A.B = 230 m^2 \end{array} \right.$$

Tableau V.2 : les caractéristiques géométriques du radier

Caractéristiques géométriques	
Surface Bloc (m ²)	200.2
Surface Radier (m ²)	230
Centre de gravité du radier (X _g , Y _g)	(10.67 ; 4.84)
Inertie/xx, yy (I _{xx} , I _{yy}) m ⁴	(2227.5 ; 8780.7)
Inertie/uu, vv (I _{uu} , I _{vv}) m ⁴ -Axes principaux d'inertie	(8781 ; 2227.2)

V.III.3 : Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg, Yg)

Tableau V.3 : Les résultats des forces par rapport au centre de gravité

Section	Combin	F3=P (KN)	M1(KN.m ²)	M2(KN.m ²)	X(m)	Y(m)
Poids	ELS	25299.1419	1305.265	1528.303	10.607	5.02
Poids	ELU	34716.355	1918.477	2036.732	10.607	5.02
Poids	G+Q+Ex	25299.1419	697.989	26528.716	10.607	5.02
Poids	G+Q+Ey	25299.1419	2073.354	22387.844	10.607	5.02
Poids	0.8G+Ex	17239.237	397.034	26364.266	10.607	5.02
Poids	0.8G+Ey	17239.237	1908.905	23482.866	10.607	5.02

V.III.4: Justification du radier

V.III.4.1 : Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ tel que } N = N_{super} + N_{infra}$$

Avec:

*N super : effort normal du aux charges verticales de la super structure

D'après le tableau précédent: N super = N_{R,D,C+8+S.Sol} = 22311,3653 KN (y compris le voile périphérique)

*N infra : effort normal dû au poids propre de l'infra structure (radier, terres) :

$$N_{infra} = N_{radier} + N_{terre}$$

$$N_{infra} = \begin{cases} N_{radier} = \begin{cases} \text{Dalle: } \rho_{béton} \times S_{radier} \times h_{radier} \\ \text{Nervure: } \rho_{béton} \times (h_{nervure} - h_{radier}) \times b_{nervure} \times \text{Longueur}_{nervure} \\ N_{terre} = \text{Terre: } \rho_{terre} \times (S_{radier} - S_{batiment}) \times h_{S.SOL} = \rho_{terre} \times D_{débord radier} \times P_{périmètre radier} \times h_{S.SOL} \end{cases} \end{cases}$$

$$N_{infra} = 4818.955KN \left\{ \begin{array}{l} N_{rad} = \begin{cases} \text{dalle: } 25 \times 230 \times 0.4 = 2300KN \\ \text{nervure: } 25 \times (0.85 - 0.4) \times 0.65 \times 120.01 = 877.571KN \\ N_{terre} = \text{terre: } 18 \times (230 - 200.2) \times 3.06 = 1641.384KN \end{cases} \end{array} \right.$$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes du sol sous les charges verticales

N = N _{super} + N _{infra}	S _{radier} (m ²)	σ (bars)	$\overline{\sigma}_{sol}$	Observation
25299.149	230	1,09	1,8	Vérifiée
→La contrainte sous le radier est inférieure à $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8bars$				

V.III.4.2 : Vérification au soulèvement

P'ELS: $\sigma_{moy \text{ -fondation-ELS}} < \overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bars.}$

P'ELU: $\sigma_{moy \text{ -fondation-ELU}} < 1,5 * \overline{\sigma}_{sol} = 2.7 \text{ bars.}$

P'ELA: $\sigma_{moy \text{ -fondation-sismique}} < 2 * \overline{\sigma}_{sol} = 3.6 \text{ bars.}$

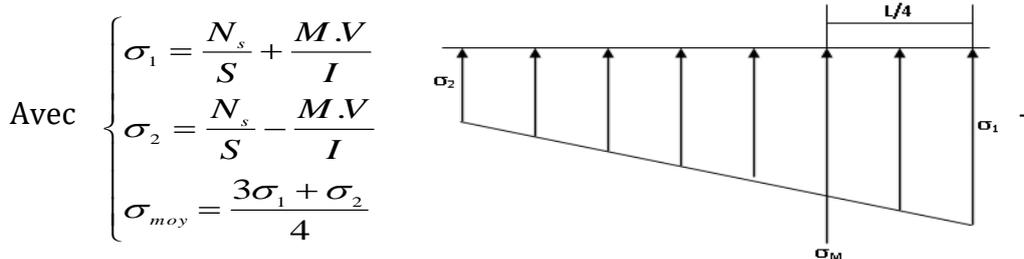


Tableau V.5 : vérification au soulèvement :

	Comb	N	M	σ1(MPA)	σ2(MPA)	σ moy	Observation
Sens XX A/xx=20.97m	ELU	28210.767	1918.4766	1.317	1.135	1.271	Vérifiée
	ELS	20480.187	1305.2647	0.953	0.828	0.921	Vérifiée
	G+Q+E _x	20480.187	26528.715	2.154	0.373	1.708	Vérifiée
	G+Q-E _x	20480.187	23472.110	2.008	0.227	1.562	Vérifiée
	0.8G+E _x	20480.187	26364.266	2.145	0.364	1.699	Vérifiée
	0.8G-E _x	20480.187	23636.559	2.015	0.235	1.570	Vérifiée
Sens YY B/yy=9.7m	ELU	28210.767	2036.732	1.238	1.215	1.232	Vérifiée
	ELS	13384.073	1528.302	0.591	0.573	0.586	Vérifiée
	G+Q+ E _y	13384.073	22387.843	0.709	0.454	0.645	Vérifiée
	G+Q- E _y	13384.073	24998.373	0.725	0.439	0.653	Vérifiée
	0.8G+E _y	13384.073	23482.866	0.716	0.448	0.649	Vérifiée
	0.8G-E _y	13384.073	23903.350	0.718	0.445	0.650	Vérifiée
→Les contraintes moyennes sous le radier sont inférieure à $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8bars$							

V.III.4.3 : Vérification de la stabilité au renversement

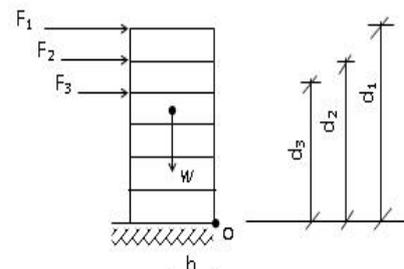
Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$



M_s : moment stabilisant / M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Comme, on peut également vérifier que, selon (l'article A10.1.5) : $e = \frac{M}{N} < \frac{A}{4}$

Tableau V.6 : Vérification de la stabilité au renversement

Comb	xx					yy				
	N (KN)	M ₁ (KN.m)	e _x (m)	$\frac{A_{/xx}}{4}$	Obser	N (KN)	M ₂ (KN.m)	e _y (m)	$\frac{B_{/yy}}{4}$	Obser
G+Q+E	25299.141	18908,07	1.43	20.98m/ 4=5.24	vérifier	19103.98	14575,46	1.31	9.7m/4= 2.425	vérifier
G+Q-E	25299.141	16338,42	1.66		vérifier	19103.98	18372,30	1.03		vérifier
0.8G+E	25299.141	18827,90	1.44		vérifier	19103.98	15857,18	1.20		vérifier
0.8G-E	25299.141	16418,58	1.65		vérifier	19103.98	17090,58	1.11		vérifier

V.III.4.4 : Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°
Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_U : effort normal à la base du poteau ou voile considéré à l'état limite ultime.

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

H : hauteur de la nervure.

N_u : charge de calcul vis-à-vis de L'ELU

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol) :

Sous poteau le plus sollicité

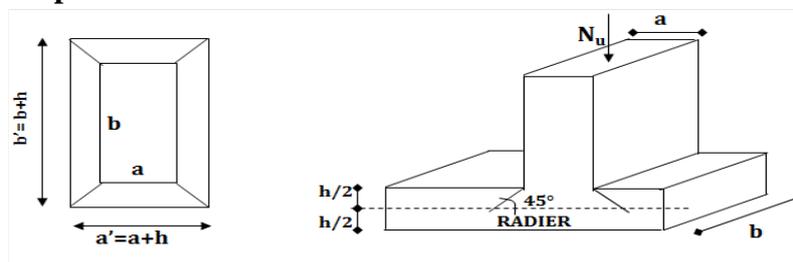


Figure V.4: Périmètre utile du poteau

$$N_u = 235.485 \text{ t} \rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.85) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \cdot 5.6 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 100}{1.5} = 357 \text{ t}$$

V.III.5 : Ferrailage de la dalle radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

V.III.5.1: Section d'acier

Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x ; μ_y sont en fonction de $(\alpha = \frac{l_x}{l_y})$

Les moments en travée et les moments sur appuis.

- **panneau intermédiaire** : Moment en travée : $M_x^t = 0.75M_x$; $M_y^t = 0.75M_y$
Moment sur appuis : $M_x^a = 0.5M_x$; $M_y^a = 0.5M_y$
- **panneau de rive** : Moment en travée : $M_y^t = 0.85M_x$; $M_y^t = 0.85M_y$
Moment sur appuis : $M_x^a = 0.3M_x$; $M_y^a = 0.3M_y$

Tableau V.7 : Les sections d'acier dans le sens XX et YY

		ELU $v = 0$	ELS $v = 0.2$
Les caractéristiques de la dalle	Panneau p1	D1	
	L_x (m)	4,53-0,55 = 3,98	
	L_y (m)	5,28-0,55 = 4,73	
	ρ	0,841	
	μ_x	0,0517	0,0586
	μ_y	0,6678	0,7655
	q (KN/m ²)	168	122
Sens xx	M_{ox} (KN.m)	137,583	113,246
	M_x^{appui} (KN.m)	41,27	33,973
	$A_x^{s, appuie}$ (cm ²)	3,27	/
	$A_x^{s, appuie retenue}$	T12 e=10cm \equiv 11 T12=12,44cm²	
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	116,945	96,259
	$A_x^{s, travée}$ (cm ²)	9,47	/
	$A_x^{s, travée retenue}$	T14 e=10cm \equiv 11 T14=16,93cm²	
Sens yy	M_{oy} (KN.m)	91,877	86,689
	M_y^{appui} (KN.m)	27,563	26,006
	$A_y^{s, appuie}$ (cm ²)	2,17	/
	$A_y^{s, appuie retenue}$	T12 e=15cm \equiv 7 T12= 7,92cm²	
	$M_y^{travée}$ (KN.m)	78,096	73,685
	$M_{oy}^{travée}$ (KN.m)	6,24	/
	$A_s^{y, travée retenue}$	T12 e=10cm \equiv 11 T12= 12,44cm²	

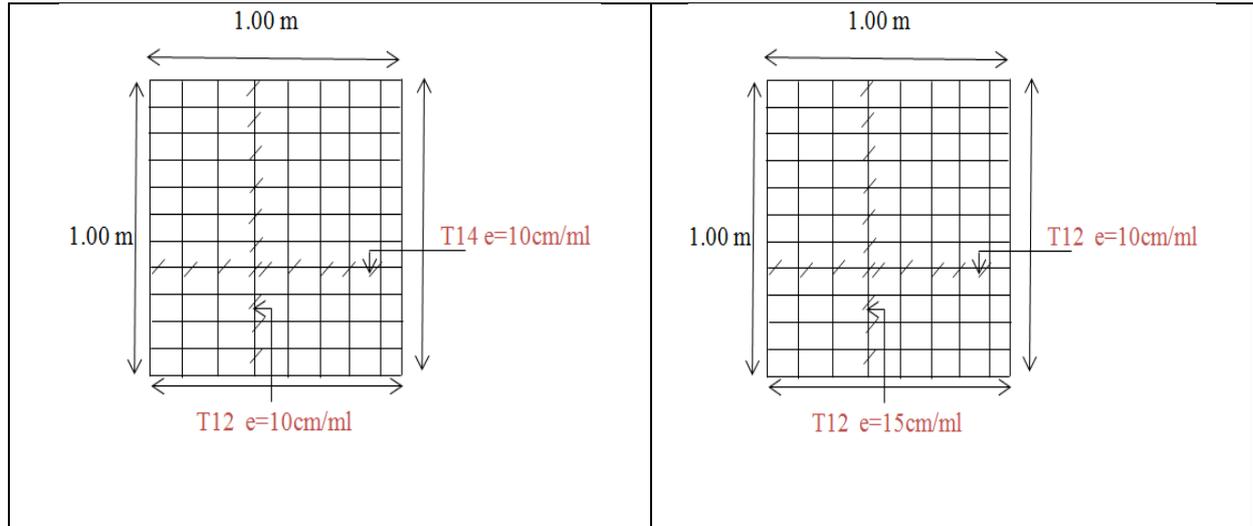
* **L'enrobage** $C > \frac{h_r}{10} = \frac{40}{10} = 4cm \Rightarrow C=C'=3cm$

* **Espacement** $e \leq \min(3h ; 33) cm \Rightarrow e = 20cm.$

V.III.6 : Vérification des contraintes :

Tableau V.8 : la vérification des contraintes

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
XX	Travée	96,259	16,93	5,27	15	172,4	201,6	vérifiée
	Appui	33,973	12,44	2,08	15	81,60	201,6	vérifiée

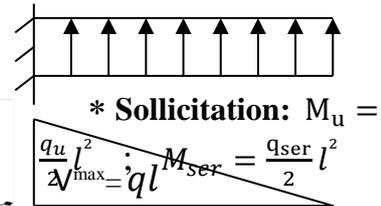
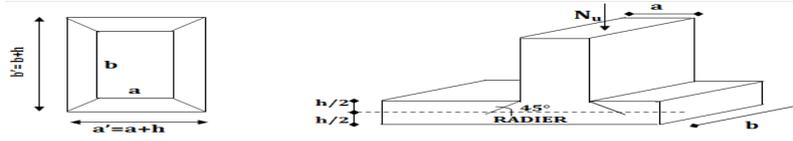


YY	Travée	73.685	12.44	4.52	15	175.6	201.6	vérifiée
	Appui	26.006	7.92	1.90	15	96,24	201.6	vérifiée

V.III.7 : Ferrailage Débord :

Le débord du radier est assimilé à un console de longueur L=0,5 m. le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de largeur égale à un mètre sous flexion simple et en fissuration préjudiciable.

h=0,40 m, b=1ml, d=0,9*h =0.36cm, L = 0.50 m



$V_u = \frac{qu}{l}$
 $M = q \frac{l^2}{8}$

Avec : $q_{u/ser} = \sigma_{moy\ ultime/service} * 1\ ml$

M_u (KN.m)	21
A_u (cm ²)	1.64 cm ²
V_u (KN)	42
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.116$	$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

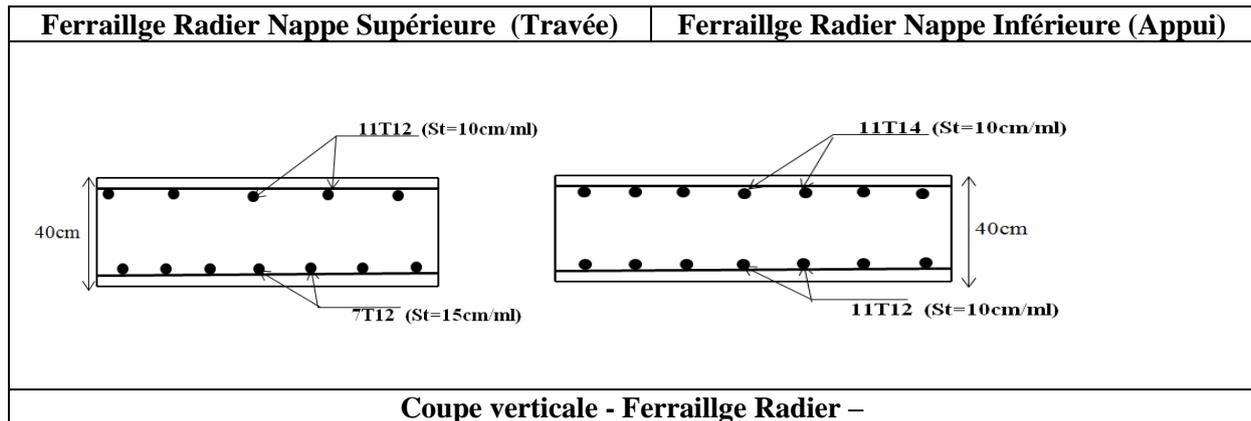


Figure V.5 : schéma de ferraillage du radier

V.III.8 : Ferraillage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

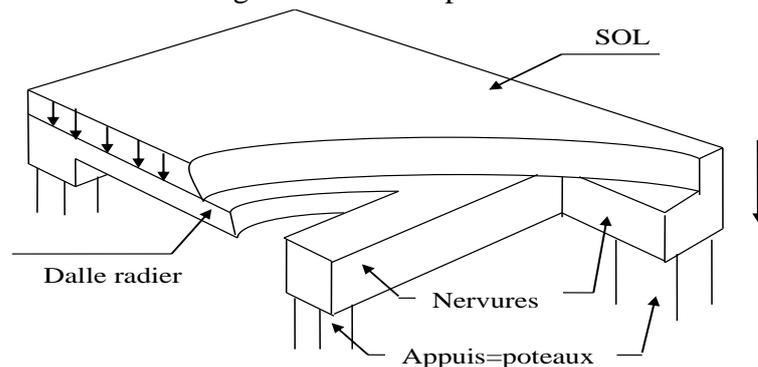


Figure V.6 : la poutre nervure dans l'infrastructure

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau et parallèles à son grand coté.

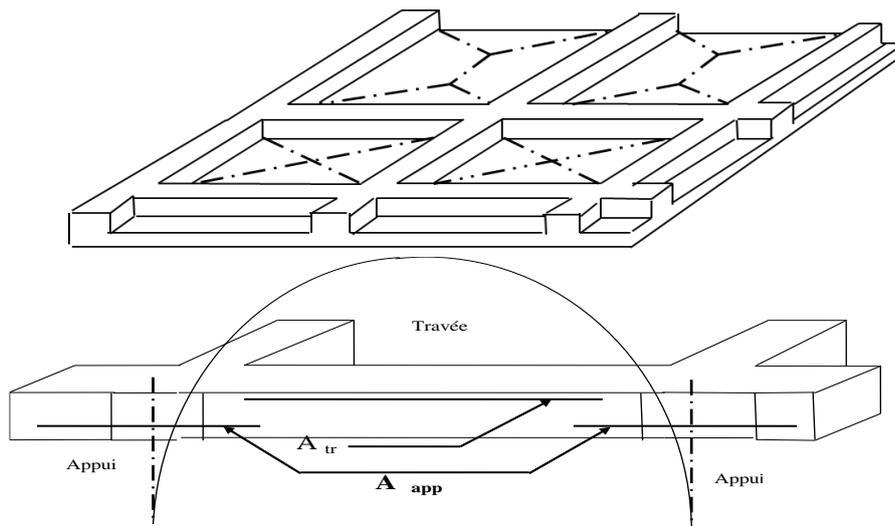
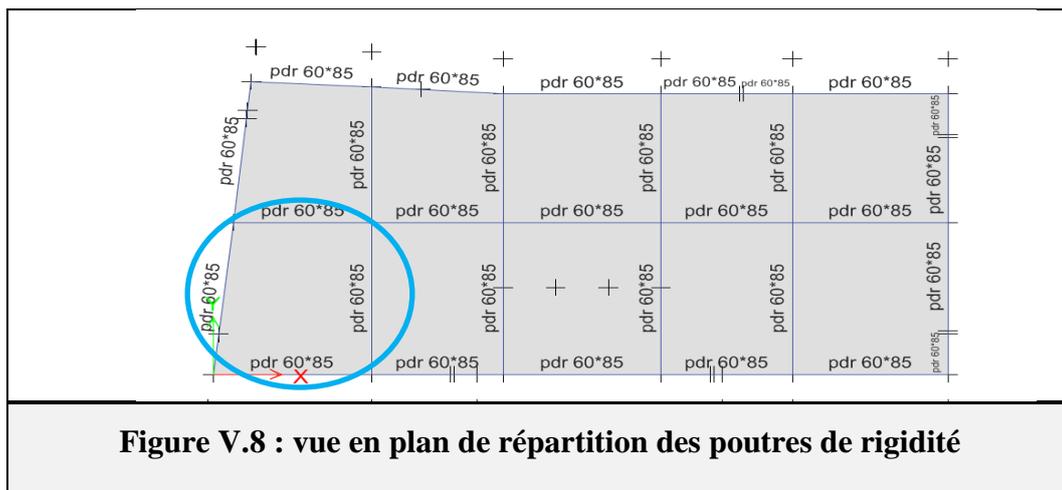
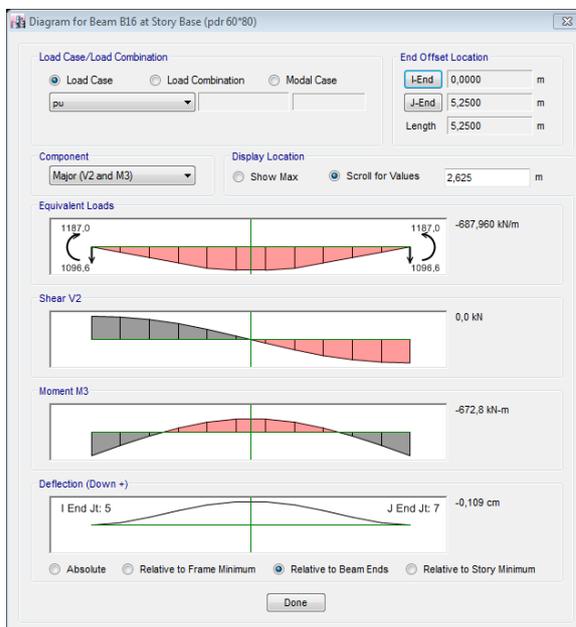
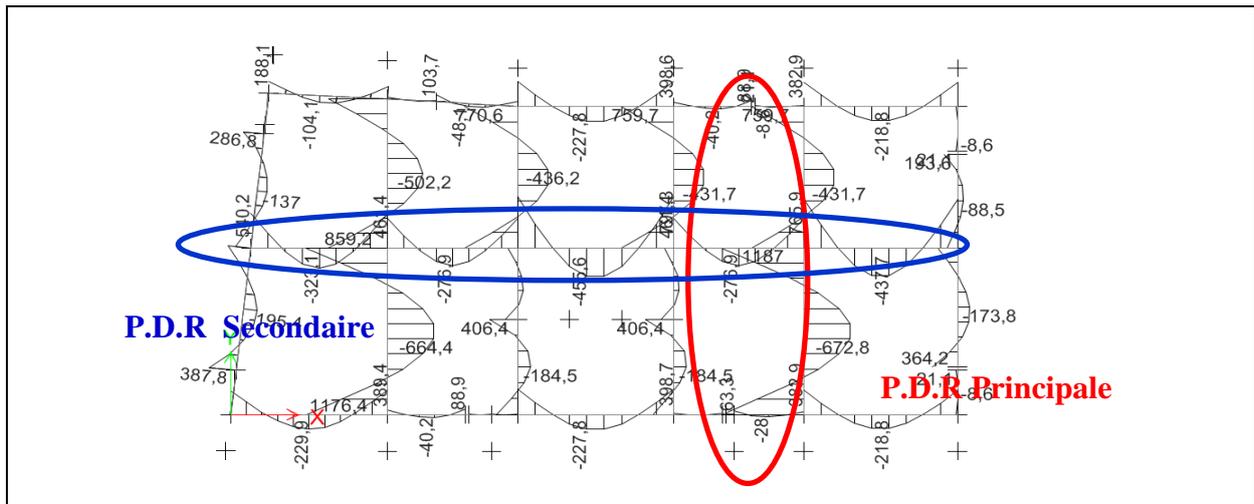


Figure V.7 : Transmission des charges dans les dalles aux nervures (poutre de rigidité)

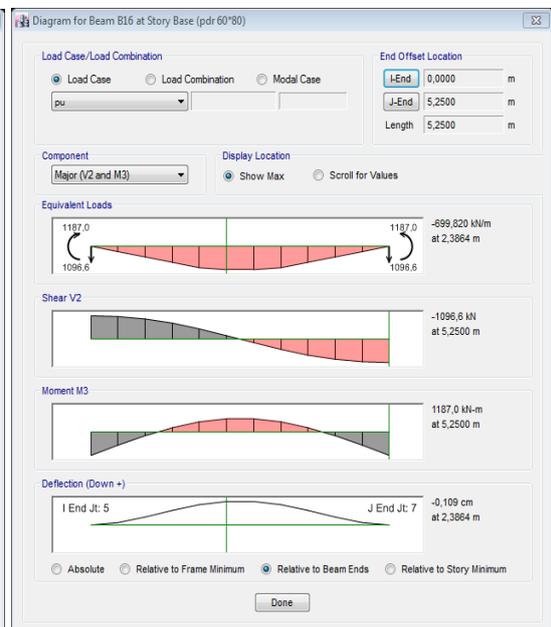
Pour notre cas en a utilisé le même logiciel (ETABS) pour retirer les sollicitations dans les nervures.



V.III.8.1 : Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures :

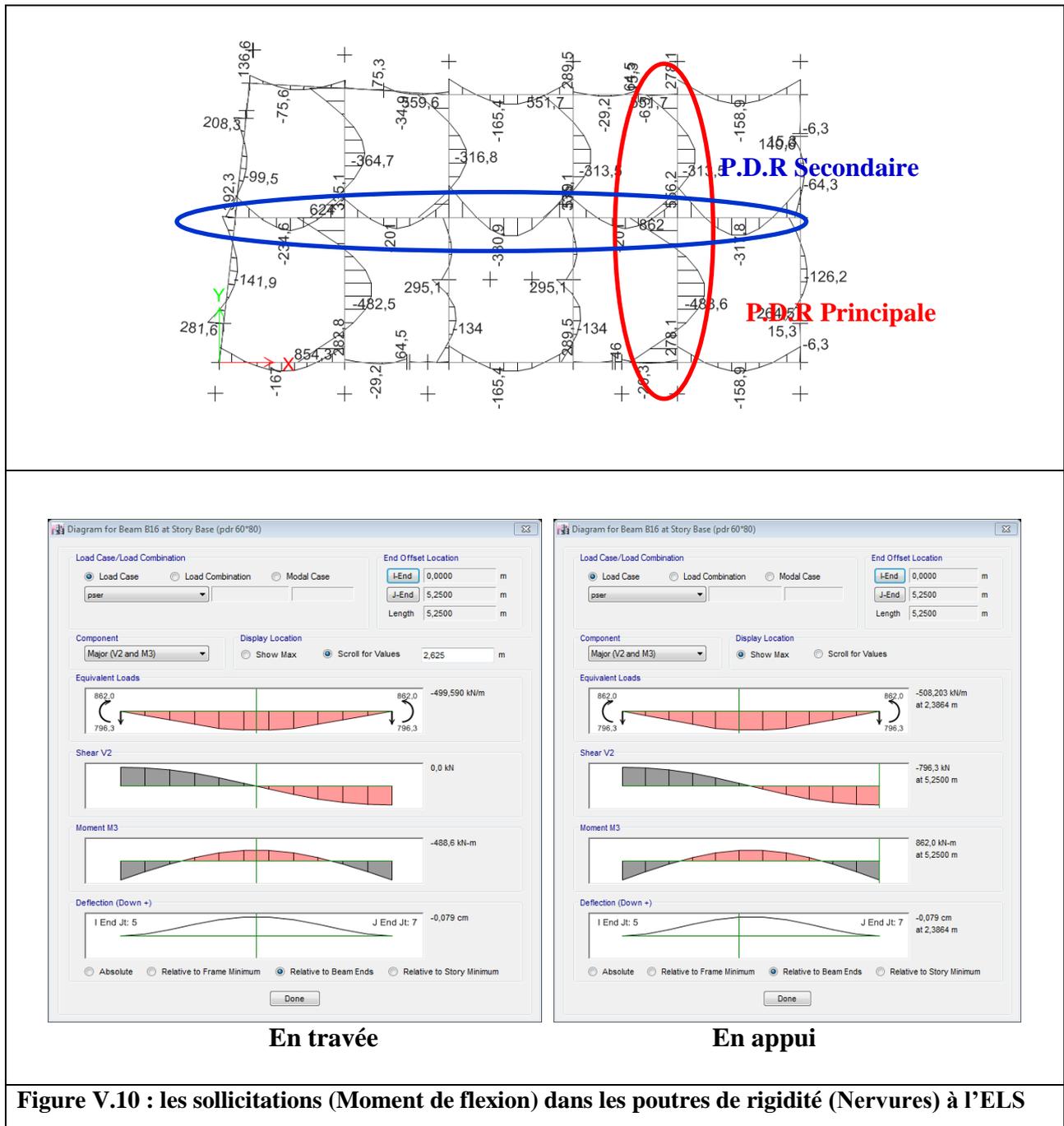


En travée



En appui

Figure V.9 : les sollicitations (moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à L'ELU



V.III.8.2 : Ferrailage longitudinale

Tableau V.9: Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée

Poutre de rigidité	Moment(KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	$A_{adopté}$
Principales	Appui	1187	47,38	6T16 + (12T20+6T16) ≅ 61.83 Cm²
	Travée	672,8	25,22	6T16 + 8T20 ≅ 37,19cm²
Secondaire	Appui	798,3	30.31	5HA16 + 10HA20≅ 41.47 cm²
	Travée	455,6	16,69	5HA16 + 5HA20≅ 25.76 cm²

$$\phi_l = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right) = \min\left(\frac{85}{35}; \frac{60}{10}; 20\text{mm}\right) = 8\text{mm}$$

*** Les espacements retenus:**

Selon le **BAEL91** : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le **RPA 2003** : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_l) = 16,8\text{cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5\text{cm}$

Les espacements retenues : En zone nodale et en travée $S_t = 15\text{cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t = 20\text{cm}$

V.III.8.3 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau V.10 : vérification de l'effort tranchant

	T_u^{max} (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{1.5} f_{c28}; 4\text{MPa}\right)$
P.D.R Principale	1096	2,22 MPA	2.5 MPA
P.D.R Secondaire	850	1.43 MPA	2.5 MPA

V.III.8.4 : Vérification des contraintes

Tableau V.11 : vérification des contraintes

P.D.R Principale										
	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²) (fillante: 5T16)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s'$ (MPa)	Obs
Appuis	862	61,83	12.06	9,85	15	195,2	201.6	135,2	400	OK
Travée	488.6	37,19	12.06	6,48	15	178,9	201.6	87	400	OK
P.D.R Secondaire										
Appuis	559	41.47	10,05	7,31	15	185,3	201.6	98,9	400	OK
Travée	330	25.76	10,05	5,02	15	172	201.6	66,3	400	OK

V.III.8.5 : Schémas de ferrailage d'une nervure principale

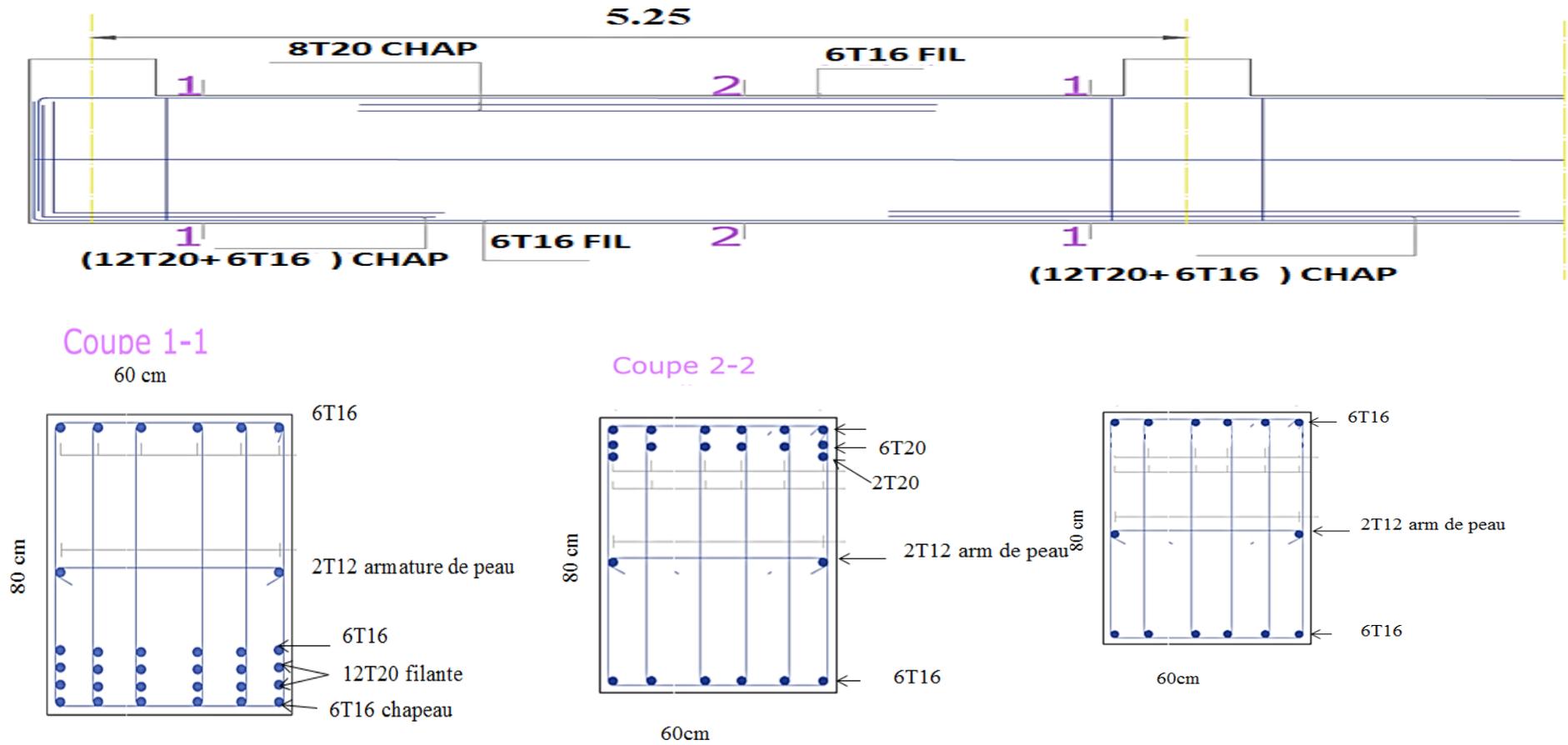


Figure 7. 1 : Schéma de ferrailage des poutres de rigidité –Principale-

V.III.8.6 : Schémas de ferrailage d'une nervure secondaire

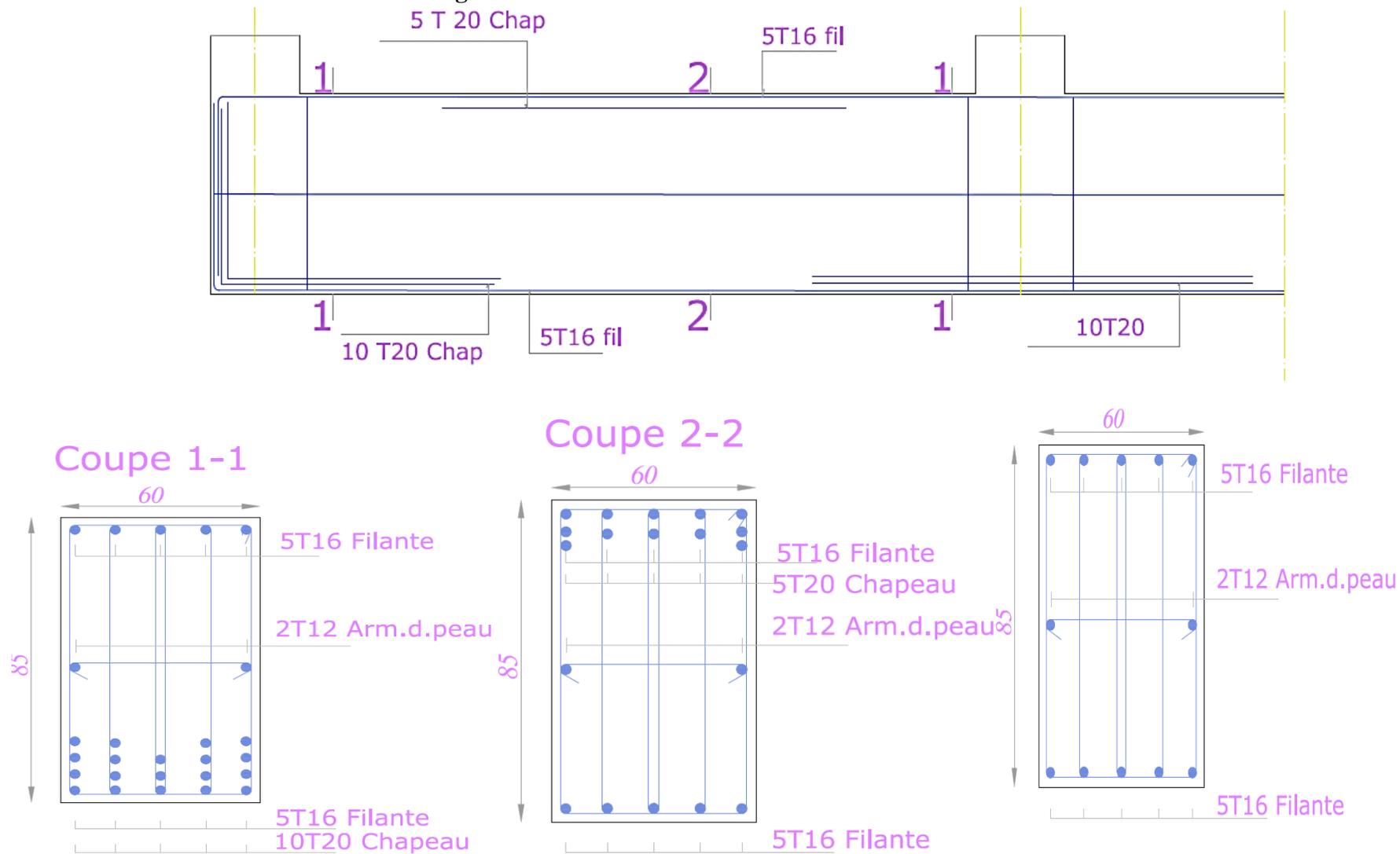


Figure 7. 2: Schéma de ferrailage des poutre de rigidité –secondaire

V.IV: Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.IV.1: Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
 L'angle de frottement $\varphi = 13^\circ$.
 La cohésion $c = 21 \text{ KN/m}^2$ } Rapport du sol.

V.IV.2 : Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur $h = 3.06 - 0,30 = 2,76 \text{ m}$.
 La longueur $L = 4.65 - 0.45 = 4.2 \text{ m}$
 L'épaisseur $e = e_{\text{min R.P.A}} = 15 \text{ cm}$.

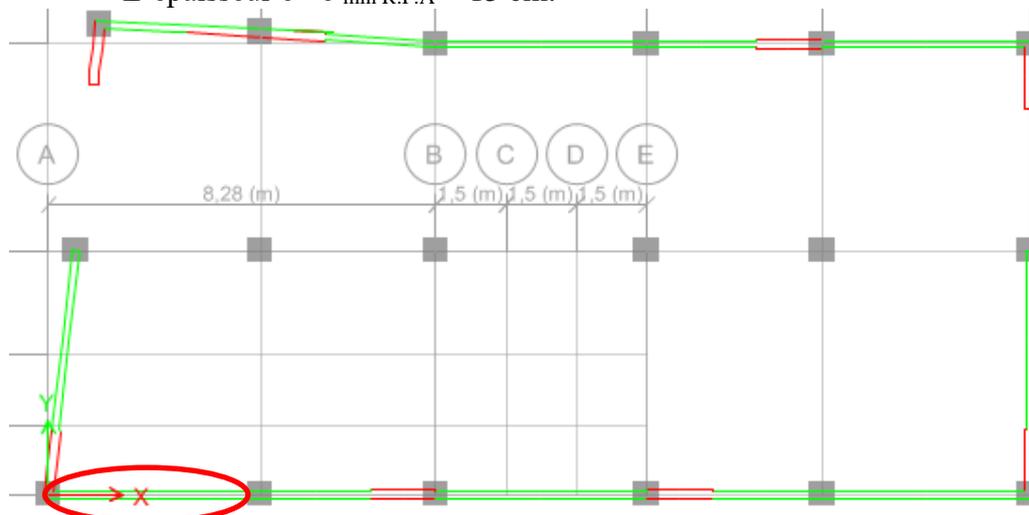


Figure V.13 : panneau du voile périphérique le plus sollicité

V.IV.3 : Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

V.IV.3.1: la poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})).$$

$$G = 2,76 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{4}) - 2 \times 21 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2})) = 24,82 \text{ KN/ml}.$$

V.IV.3.2: surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}).$$

$$Q = 6.32 \text{ KN/ml}.$$

V.IV.4 : Ferrailage du Voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

❖ **A l'ELU:**

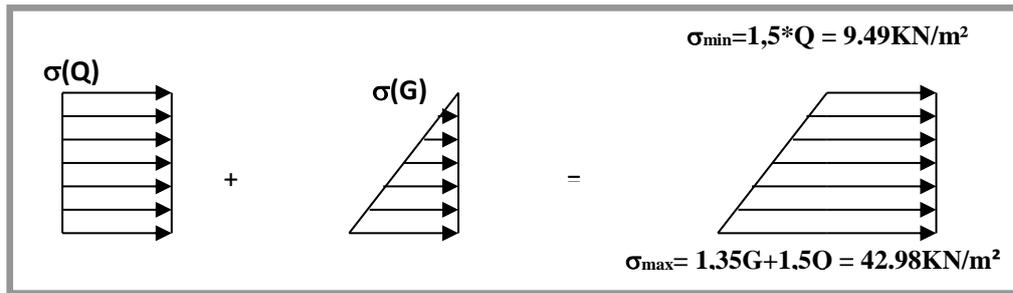


Figure V.144 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 42,98 + 9,49}{4} = 34,60 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 34,60 \text{ KN/ml}.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,76 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}.$$

$$L_y = 4,20 \text{ m} \quad h = 15 \text{ cm}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \cdot \mu_y$$

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 0,0671 \times (2,76)^2 \times 34,60 = 17,68 \text{ KN.m}.$$

$$M_{0y} = 17,68 \times 0,3613 = 6,39 \text{ KN.m}.$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 15,028 \text{ KNm}.$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,43 \text{ KNm}.$$

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 5,30 \text{ KNm}.$$

Tableau V. 12 : Les sections d'armatures pour le voile périphérique

	Sens	M (kN.m)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} BAEL91 (cm ²)
Travée	X - X	15,028	4,57	7T10 = 5.5/ml	A _{min} = 0.08% * b * h = 1.2 cm ²
	Y - Y	5,43	1,59	7T10 = 5.5/ml	
Appui		5,30	1,55	7T10 = 5.5/ml	

V.IV.5 : Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que (BAEL) : $\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{34,60 \cdot 4,20}{2} = 72,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,0263 \text{ Mpa}.$$

La fissuration est considérée comme nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_{b-}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = 0,0263 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.IV.5.1: Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1\text{ml} \times Q = 6,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1\text{ml} \times G + 1\text{ml} \times Q = 31,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 18,22 + 4,05}{4} = 24,93 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24,93 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 15,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 8,00 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 12,99 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 6,80 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 4,58 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Tableau V.13: Vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	12,99	8,79	179,70	vérifiée
	YY	6,80	4,61	138,81	vérifiée
Appui		4,58	3,10	63,37	vérifiée

V.IV.5.2: Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :

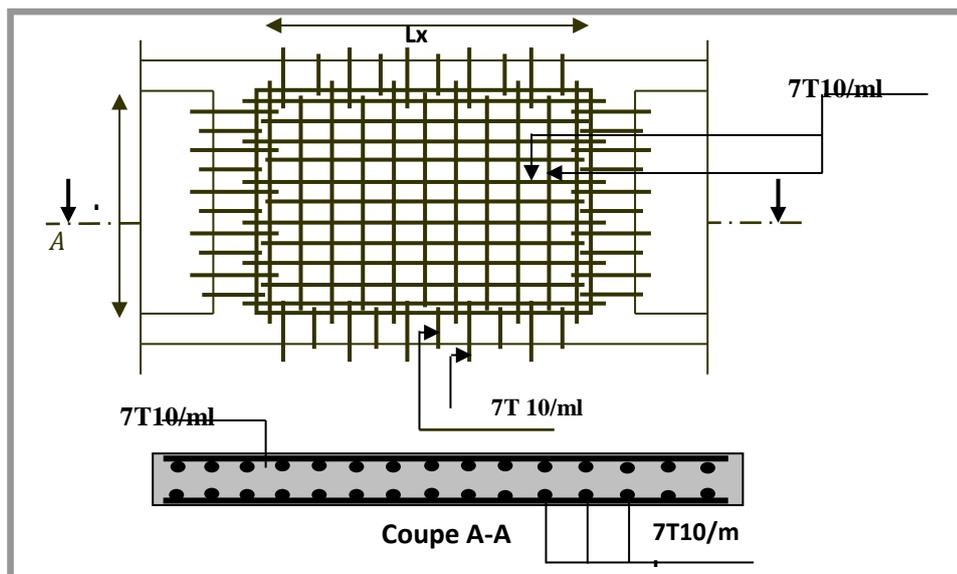


Figure V.1 : Schéma du voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation de logiciel (ETABS) qui nous ont donné de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous a amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel etabs nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet $(P-\Delta)$ et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.
- ❖ L'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité et réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc, le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré adéquat.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce projet sera utile pour les futures promotions.

Références bibliographiques

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Octobre 1988.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Selon XX
Zone I : RDC

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/RDC/0.8G+EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,675	B (m ²) =	0,528
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,1229
V (m) =	0,63	h (m) =	4,59
V' (m) =	1,045		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	745,7683	σ _{max} (KN /m ²)	5395,728
M (KN.m)	777,0572	σ _{min} (KN /m ²)	-5194,76
V (KN)	175,5	L _c (m)	0,854
		L _t (m)	0,821

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,57

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,55	d ₂ (m)	0,271	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,55	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-1714,7138	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-1045,058	N ₂ (KN)	-46,469	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	26,1265	Av ₂ (cm ²)	1,1618	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 4,82625

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,92
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	7,134

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferraillage choisie

12T14+4T1 6≅26,51cm ²	2*(2T14)/15cm ≅6,16 cm ²	/
-------------------------------------	--	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	6,531625	AH ₂ (cm ²)	0,29045	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	245,7		
τ (MPA)	0,733432836	≤	τ _{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/RDC/0,8G-EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,675	B (m ²) =	0,528
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,1229
V (m) =	0,63	h (m) =	4,59
V' (m) =	1,045		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	745,7683	σ_{max} (KN /m ²)	5395,728
M (KN.m)	777,0572	σ_{min} (KN /m ²)	-5194,76
V (KN)	175,5	L _c (m)	0,854
		L _t (m)	0,821

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) \leq 0,57

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,3105	d ₃ (m)	0,3105
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-3929,2887	σ_2 (KN/m ²)	-1964,6444	σ_3 (KN/m ²)	-0,0001
N ₁ (KN)	-182,481	N ₂ (KN)	-183,007	N ₃ (KN)	-61,003
Av ₁ (cm ²)	4,5621	Av ₂ (cm ²)	4,5752	Av ₃ (cm ²)	1,5251

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 4,82625

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,92
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,284

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T14 \equiv 6,16cm ²	2*(3T14)/15cm \equiv 9,24 cm ²	2*(3T12)/15cm \equiv 6,79 cm ²
--------------------------------------	--	--

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	1,140525	AH ₂ (cm ²)	1,1438	AH ₃ (cm ²)	0,381275
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	245,7		
τ (MPA)	0,733432836	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

Zone II : Etage 1

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/1/G+EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,65	B (m ²) =	0,48
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,1121
V (m) =	0,65	h (m) =	3,06
V' (m) =	1		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	574,5265	σ _{max} (KN /m ²)	2153,974
M (KN.m)	165,0531	σ _{min} (KN /m ²)	-275,444
V (KN)	168,75	L _c (m)	1,463
		L _t (m)	0,187

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

$d (m) \leq 0,98$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,5	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	461,0373	σ ₂ (KN/m ²)	461,0373	σ ₃ (KN/m ²)	461,0373
N ₁ (KN)	23,2	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,58	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 4,640625

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,2
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,3
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	5

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferraillage choisie

8T14+4T16 ≅ 20,36 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
--------------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,145	AH ₂ (cm ²)	0	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	236,25		
τ (MPA)	0,715909091	≤	τ _{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/1/0,8G-EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,65	B (m ²) =	0,48
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,1121
V (m) =	0,65	h (m) =	3,06
V' (m) =	1		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	574,5265	σ_{max} (KN /m ²)	2153,974
M (KN.m)	165,0531	σ_{min} (KN /m ²)	-275,444
V (KN)	168,75	L _c (m)	1,463
		L _t (m)	0,187

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

F _{c28} (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d (m) \leq 0,98$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,187	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-0,0001	σ_2 (KN/m ²)	-0,0001	σ_3 (KN/m ²)	-0,0001
N ₁ (KN)	-5,151	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,1288	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} (cm^2) = 4,640625$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,2
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,3
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	0,748

4°/ Espacement des barres

$$St (cm) \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St (cm) = 10, 15, 20$$

5°/ Ferraillage choisie

4T14 \equiv 6,16 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
---------------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,0322	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	236,25	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,715909091			

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/2-3/0,8G+EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,4
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,049
V' (m) =	0,48	h (m) =	3,06
V (m) =	0,77		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	416,7149	σ_{max} (KN /m ²)	1694,801
M (KN.m)	66,6618	σ_{min} (KN /m ²)	-5,756
V (KN)	52,89	L _c (m)	1,246
		L _t (m)	0,004

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) \leq 0,84

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,5	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,5	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	713,744	σ_2 (KN/m ²)	713,744	σ_3 (KN/m ²)	713,744
N ₁ (KN)	88,499	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	2,2125	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,454475

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	5

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T14+4T16 ≅ 20,36 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
--------------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,553125	AH ₂ (cm ²)	0	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	74,046		
τ (MPA)	0,296184	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX1/2-3/0,8G-EX

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,4
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,049
V' (m) =	0,48	h (m) =	3,06
V (m) =	0,77		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	416,7149	σ_{max} (KN /m ²)	1694,801
M (KN.m)	66,6618	σ_{min} (KN /m ²)	-5,756
V (KN)	52,89	L _c (m)	1,246
		L _t (m)	0,004

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1° Section de ferraillage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d (m) \leq 0,84$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	282,044	σ_2 (KN/m ²)	282,044	σ_3 (KN/m ²)	282,044
N ₁ (KN)	5,526	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,1382	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} (cm^2) = 1,454475$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	0,8

4°/ Espacement des barres

$$St (cm) \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St (cm) = 10, 15, 20$$

5°/ Ferraillage choisie

4T12 \equiv 4,52 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
---------------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1° Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,03455	AH ₂ (cm ²)	0	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	74,046	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,296184			

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/4-5-6/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,225	B (m ²) =	0,358
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,044
V' (m) =	0,49	h (m) =	3,06
V (m) =	0,735		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	269,551	σ _{max} (KN /m ²)	1999,017
M (KN.m)	111,893	σ _{min} (KN /m ²)	-1116,186
V (KN)	72,09	L _c (m)	0,787
		L _t (m)	0,438

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,438	d ₂ (m)	0	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,45	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-0,0001	σ ₂ (KN/m ²)	-0,0001	σ ₃ (KN/m ²)	-0,0001
N ₁ (KN)	-110,001	N ₂ (KN)	0	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	2,7501	Av ₂ (cm ²)	0	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,982475

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	5,37
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,45
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,942

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T14 ≅ 18,47 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
----------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,687525	AH ₂ (cm ²)	0	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	100,926		
τ (MPa)	0,411942857	≤	τ _{adm} (MPa) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/4-5-6/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,225	B (m ²) =	0,358
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,044
V' (m) =	0,49	h (m) =	3,06
V (m) =	0,735		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	269,551	σ_{max} (KN /m ²)	1999,017
M (KN.m)	111,893	σ_{min} (KN /m ²)	-1116,186
V (KN)	72,09	L _c (m)	0,787
		L _t (m)	0,438

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,23	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-606,5121	σ ₂ (KN/m ²)	-20,387	σ ₃ (KN/m ²)	-20,387
N ₁ (KN)	-34,454	N ₂ (KN)	-14,419	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	0,8614	Av ₂ (cm ²)	0,3605	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,982475

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	5,37
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,45
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,72

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T12 ≡ 4,52 cm ²	2*(2T12)≡ 4,52/15cm	/
--------------------------------	------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,21535	AH2 (cm ²)	0,090125	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	100,926		
τ (MPA)	0,411942857	≤	τ _{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/7-8/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,175	B (m ²) =	0,288
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,035
V' (m) =	0,51	h (m) =	3,06
V (m) =	0,665		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	116,5691	σ_{max} (KN /m ²)	1286,772
M (KN.m)	60,5306	σ_{min} (KN /m ²)	-745,328
V (KN)	45,72	L _c (m)	0,745
		L _t (m)	0,43

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) \leq 0,5

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	0,08	d3 (m)	0
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-138,6657	σ_2 (KN/m ²)	-0,0001	σ_3 (KN/m ²)	-0,0001
N1 (KN)	-54,145	N2 (KN)	-1,11	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	1,3537	Av2 (cm ²)	0,0278	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 1,2573

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	4,32
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,35
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	2,77

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T14 \equiv 12,32 cm ²	2nappe(T10)/ 15cm	/
--	----------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,338425	AH2 (cm ²)	0,00695	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	64,008	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,272374468			

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/7-8/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,175	B (m ²) =	0,288
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,035
V' (m) =	0,51	h (m) =	3,06
V (m) =	0,665		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	116,5691	σ_{max} (KN /m ²)	1286,772
M (KN.m)	60,5306	σ_{min} (KN /m ²)	-745,328
V (KN)	45,72	L _c (m)	0,745
		L _t (m)	0,43

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d (m) \leq 0,5$$

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,23
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-398,6639	σ_2 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-22,88	N ₂ (KN)	-9,17
Av ₁ (cm ²)	0,572	Av ₂ (cm ²)	0,2293
		Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

$$Av_j (cm^2) = 1,2573$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	4,32
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,72

4°/ Espacement des barres

$$St (cm) \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St (cm) = 10, 15, 20$$

5°/ Ferrailage choisie

4T10 \equiv 3,14 cm ²	2*(2T10) \equiv 3,14/ 15cm	/
---------------------------------------	---------------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

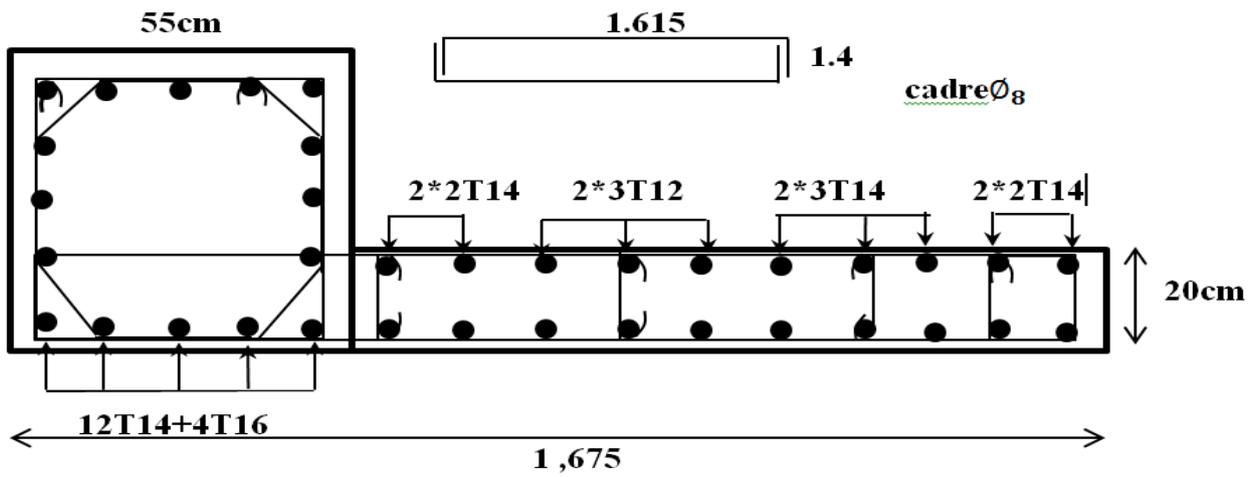
AH ₁ (cm ²)	0,143	AH ₂ (cm ²)	0,057325	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

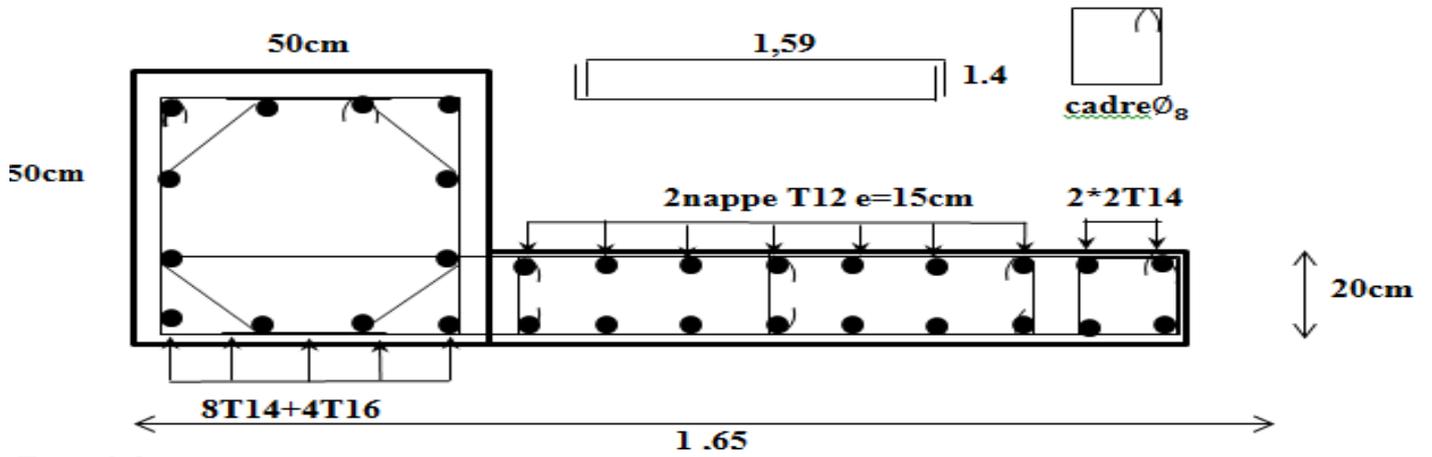
1,4V (KN)	64,008	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,272374468			

Schéma du ferrailage

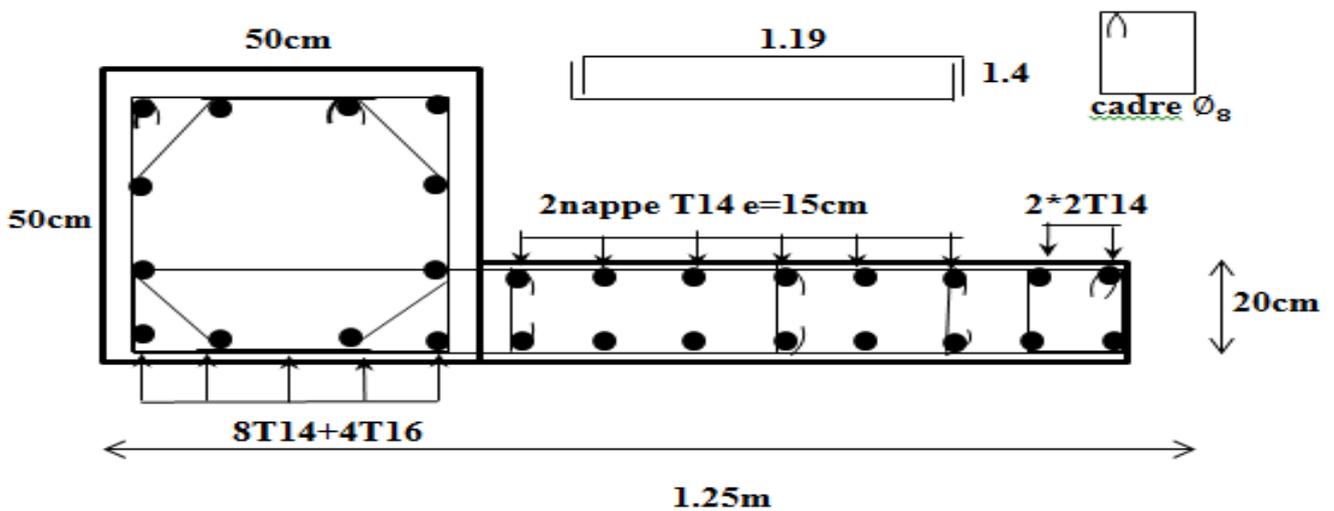
RDC



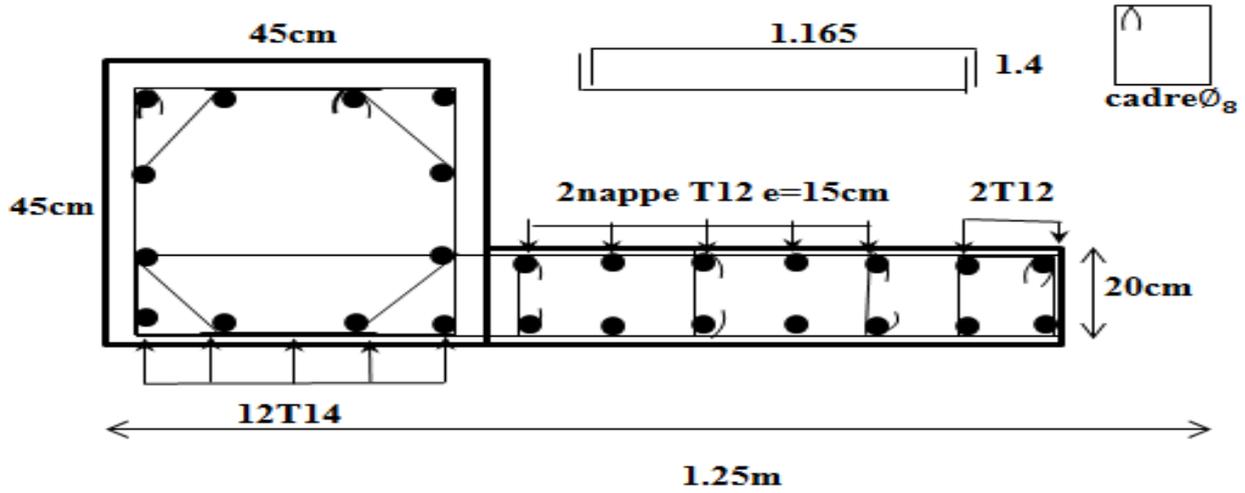
Etage 1 :



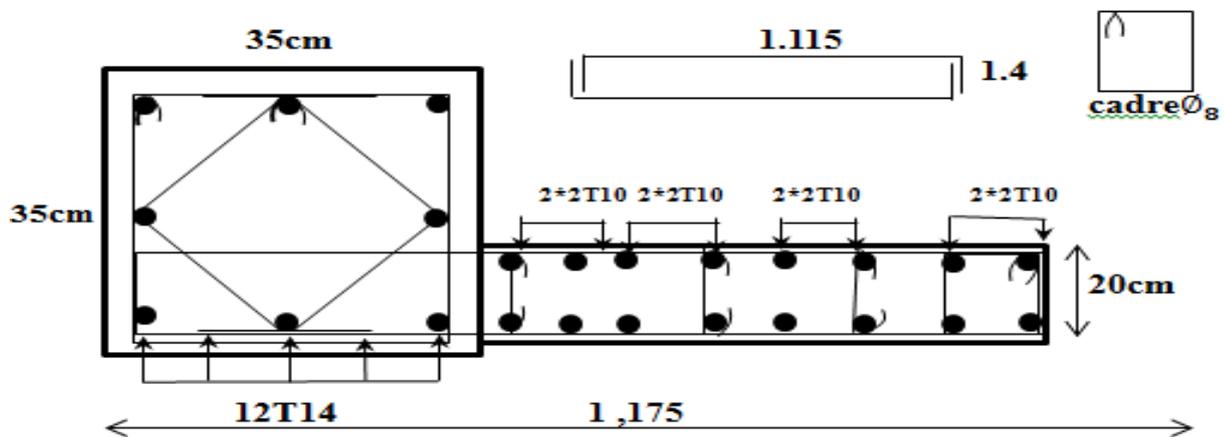
Etage 2-3 :



Etage 4-5-6 :



Etage :7-8 :



Ferraillage d'un voile type selon YY :VY4

Zone II : Etage 1

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/1/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,65	B (m ²) =	0,48
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,1121
V (m) =	0,65	h (m) =	3,06
V' (m) =	1		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	347,2754	σ_{max} (KN /m ²)	2965,468
M (KN.m)	386,6548	σ_{min} (KN /m ²)	-2725,705
V (KN)	122,4	L _c (m)	0,86
		L _t (m)	0,79

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d (m) \leq 0,58$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,29	d3 (m)	0
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-1000,5753	σ_2 (KN/m ²)	0,0001	σ_3 (KN/m ²)	0,0001
N1 (KN)	-465,786	N2 (KN)	-29,017	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	11,6447	Av2 (cm ²)	0,7255	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} (cm^2) = 3,366$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,2
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,3
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6,16

4°/ Espacement des barres

$$St (cm) \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St (cm) = 10, 15, 20$$

5°/ Ferraillage choisie

8T14+4T16 ≅20,36 cm ²	2*(2T12)/15cm ≅4,52 cm ²	/
-------------------------------------	--	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH1 (cm ²)	2,911175	AH2 (cm ²)	0,181375	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	171,36		
τ (MPA)	0,519272727	≤	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/1/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,65	B (m ²) =	0,48
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,1121
V (m) =	0,65	h (m) =	3,06
V' (m) =	1		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	347,2754	σ_{max} (KN /m ²)	2965,468
M (KN.m)	386,6548	σ_{min} (KN /m ²)	-2725,705
V (KN)	122,4	L _c (m)	0,86
		L _t (m)	0,79

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d \text{ (m)} \leq 0,58$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,2	d2 (m)	0,295	d3 (m)	0,295
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-2035,6532	σ_2 (KN/m ²)	-1017,8266	σ_3 (KN/m ²)	0,0001
N1 (KN)	-95,228	N2 (KN)	-90,078	N3 (KN)	-30,026
Av1 (cm ²)	2,3807	Av2 (cm ²)	2,252	Av3 (cm ²)	0,7507

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)} = 3,366$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	7,2
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	3,3
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,16

4°/ Espacement des barres

$$St \text{ (cm)} \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St \text{ (cm)} = 10, 15, 20$$

5°/ Ferrailage choisie

4T14 \equiv 6,16 cm ²	2*(2T12)/15cm \equiv 4,52cm ²	2*(2T12)/15c m \equiv 4,52 cm ²
---------------------------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,595175	AH2 (cm ²)	0,563	AH3 (cm ²)	0,187675
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	171,36		
τ (MPA)	0,519272727	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

Zone III: Etage 2-3

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/2-3/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,4
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,049
V' (m) =	0,48	h (m) =	3,06
V (m) =	0,77		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	341,3636	σ _{max} (KN /m ²)	2390,5
M (KN.m)	156,9113	σ _{min} (KN /m ²)	-1612,34
V (KN)	75,07	L _c (m)	0,747
		L _t (m)	0,503

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,5

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,03	d3 (m)	0
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-9,6164	σ2 (KN/m ²)	86,5471	σ3 (KN/m ²)	86,5471
N1 (KN)	-202,745	N2 (KN)	0,231	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	5,0687	Av2 (cm ²)	0,0058	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 2,064425

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	5,12

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T14+4T16 ≅ 20,36 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
--------------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1,267175	AH2 (cm ²)	0,00145	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	105,098		
τ (MPA)	0,420392	≤	τ _{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/2-3/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,25	B (m ²) =	0,4
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,049
V' (m) =	0,48	h (m) =	3,06
V (m) =	0,77		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	341,3636	σ_{max} (KN /m ²)	2390,5
M (KN.m)	156,9113	σ_{min} (KN /m ²)	-1612,34
V (KN)	75,07	L _c (m)	0,747
		L _t (m)	0,503

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,5

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,1515	d ₃ (m)	0,1515
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-971,2506	σ_2 (KN/m ²)	-485,6253	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-51,672	N ₂ (KN)	-22,072	N ₃ (KN)	-7,358
Av ₁ (cm ²)	1,2918	Av ₂ (cm ²)	0,5518	Av ₃ (cm ²)	0,184

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 2,064425

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	6
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	2,012

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferraillage choisie

4T14 ≡ 6,16 cm ²	2*(2T12)/15cm ≡4,52 cm ²	2*(2T12)/15cm ≡4,52 cm ²
--------------------------------	--	--

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,32295	AH ₂ (cm ²)	0,13795	AH ₃ (cm ²)	0,046
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	105,098		
τ (MPA)	0,420392	≤	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/4-5-6/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,225	B (m ²) =	0,358
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,044
V' (m) =	0,49	h (m) =	3,06
V (m) =	0,735		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	269,551	σ_{max} (KN /m ²)	1999,017
M (KN.m)	111,893	σ_{min} (KN /m ²)	-1116,186
V (KN)	72,09	L _c (m)	0,787
		L _t (m)	0,438

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,438	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,45	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-0,0001	σ_2 (KN/m ²)	-0,0001	σ_3 (KN/m ²)	-0,0001
N1 (KN)	-110,001	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	2,7501	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 1,982475

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	5,37
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,45
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	3,942

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferraillage choisie

12T14 ≅ 18,47 cm ²	2 nappe (T12)/15cm	/
----------------------------------	-----------------------	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,687525	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	100,926		
τ (MPA)	0,411942857	<	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/4-5-6/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,225	B (m ²) =	0,358
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,044
V' (m) =	0,49	h (m) =	3,06
V (m) =	0,735		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	269,551	σ_{max} (KN /m ²)	1999,017
M (KN.m)	111,893	σ_{min} (KN /m ²)	-1116,186
V (KN)	72,09	L _c (m)	0,787
		L _t (m)	0,438

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

$$d \text{ (m)} \leq 0,53$$

Prendre 3 Tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,23
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-606,5121	σ_2 (KN/m ²)	-20,387
N ₁ (KN)	-34,454	N ₂ (KN)	-14,419
Av ₁ (cm ²)	0,8614	Av ₂ (cm ²)	0,3605
		N ₃ (KN)	0
		Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)} = 1,982475$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	5,37
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,45
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,72

4°/ Espacement des barres

$$St \text{ (cm)} \leq 30 \quad \text{On prend } St \text{ (cm)} = 10, 15, 20$$

5°/ Ferraillage choisie

4T12 \equiv 4,52 cm ²	2*(2T12) \equiv 4,52/15cm	/
---------------------------------------	--------------------------------	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,21535	AH ₂ (cm ²)	0,090125	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	100,926		
τ (MPA)	0,411942857	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/7-8/0,8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,175	B (m ²) =	0,288
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,035
V' (m) =	0,51	h (m) =	3,06
V (m) =	0,665		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	116,5691	σ_{max} (KN /m ²)	1286,772
M (KN.m)	60,5306	σ_{min} (KN /m ²)	-745,328
V (KN)	45,72	L _c (m)	0,745
		L _t (m)	0,43

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,5

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,35	d ₂ (m)	0,08	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,35	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-138,6657	σ_2 (KN/m ²)	-0,0001	σ_3 (KN/m ²)	-0,0001
N ₁ (KN)	-54,145	N ₂ (KN)	-1,11	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	1,3537	Av ₂ (cm ²)	0,0278	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 1,2573

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	4,32
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	2,77

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T14 ≡ 12,32 cm ²	2nappe(T10)/ 15cm	/
---------------------------------	----------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,338425	AH ₂ (cm ²)	0,00695	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	64,008		
τ (MPA)	0,272374468	≤	τ_{adm} (MPA) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vy4/7-8/0,8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,175	B (m ²) =	0,288
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,035
V' (m) =	0,51	h (m) =	3,06
V (m) =	0,665		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	116,5691	σ_{max} (KN /m ²)	1286,772
M (KN.m)	60,5306	σ_{min} (KN /m ²)	-745,328
V (KN)	45,72	L _c (m)	0,745
		L _t (m)	0,43

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) \leq 0,5

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,23	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-398,6639	σ_2 (KN/m ²)	0	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-22,88	N ₂ (KN)	-9,17	N ₃ (KN)	0
A _{v1} (cm ²)	0,572	A _{v2} (cm ²)	0,2293	A _{v3} (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

A_{vj} (cm²) = 1,2573

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	4,32
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	2,35
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	1,72

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T10 \equiv 3,14 cm ²	2*(2T10) \equiv 3,14/ 15cm	/
---------------------------------------	---------------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

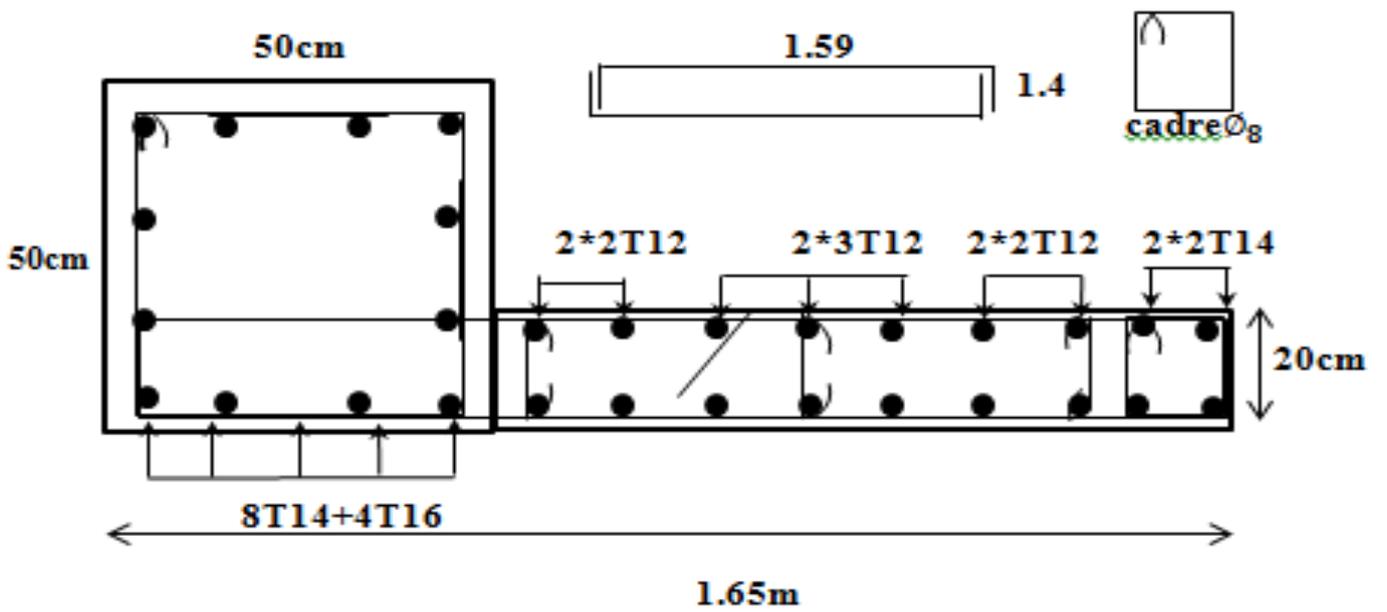
1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,143	AH ₂ (cm ²)	0,057325	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	

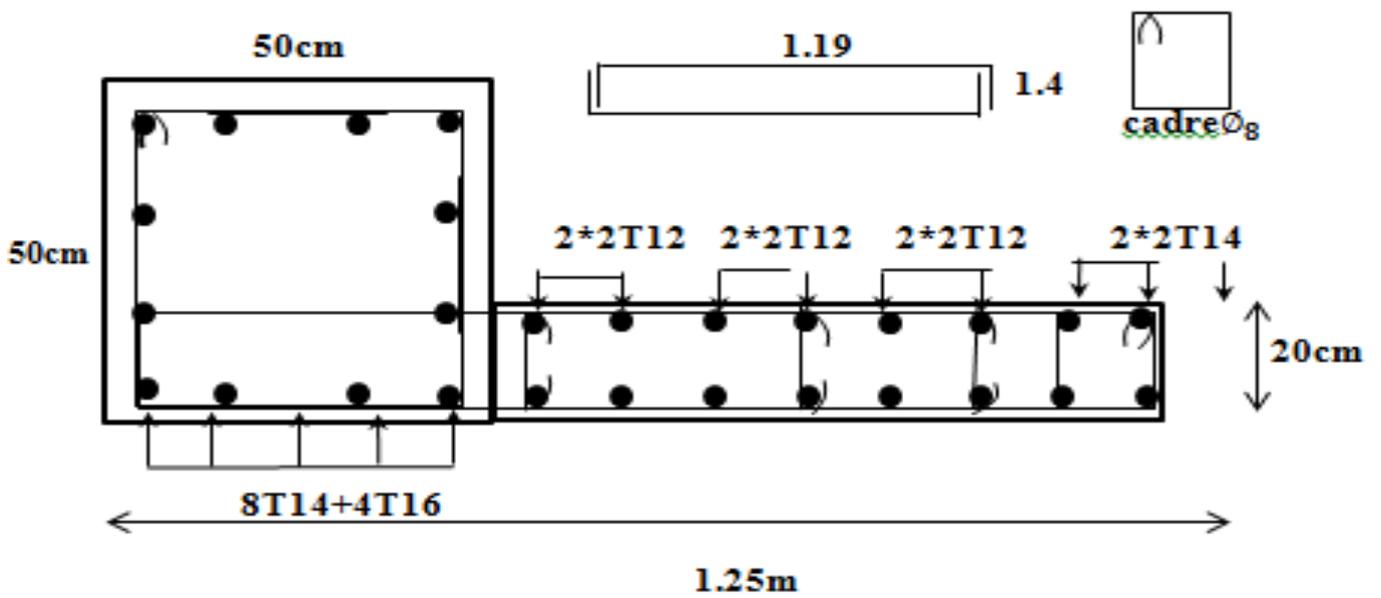
IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	64,008		
τ (MPA)	0,272374468	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

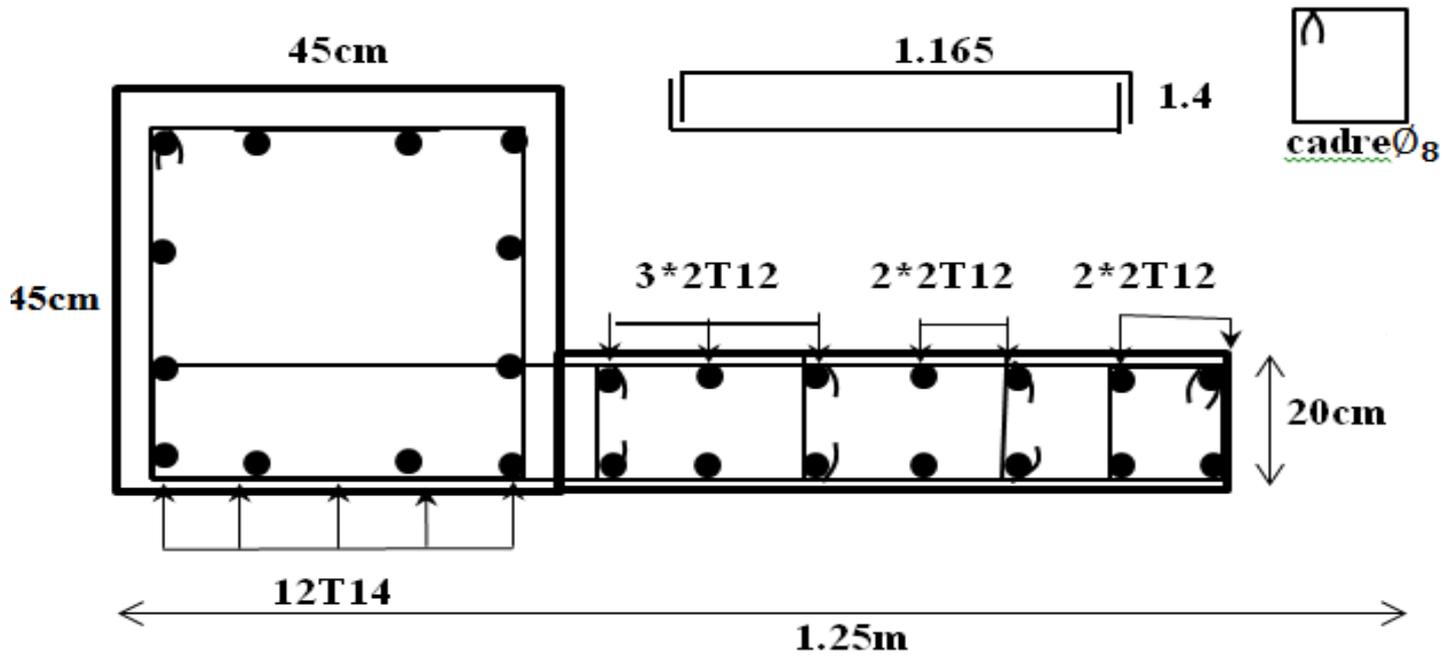
Schéma du ferrailage



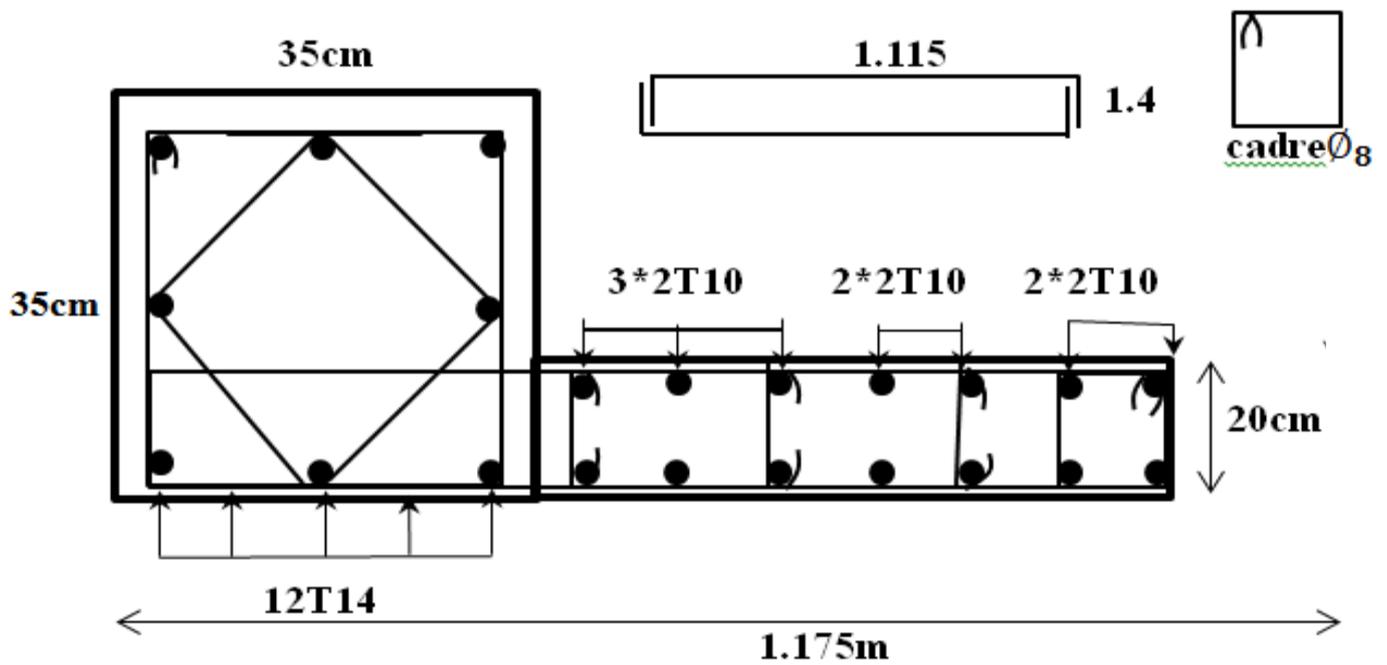
Etage 1



Etage 2-3



Etage 4-5-6



Etage 7-8

Figure 6. 1 : Schéma de ferrailage du voile Vy4

VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages réalisés sur les deux assiettes réservées au projet « 90 logements LPA », à Sidi Ahmed, Béjaïa ; On a constaté que le sol (sous la couche de remblais) est constitué essentiellement par des schistes légèrement marneux, friables en surface et compactes en profondeur.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité la coupe lithologique des sondages et les essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) réalisés sur site étudié ; Pour cela nous suggérons une contrainte du sol pour des fondations superficielles, sur les deux assiettes d'investigations :

- **Assiette N°01** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **5.00 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route limitrophe, dans tous les cas sous les remblais.
- **Assiette N°02** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau du terrain actuel, dans tous les cas sous les remblais.

D'après la classification des sites, établie dans l'article 3.3.1 du Règlements Parasismique Algérien 99 version 2003, le sol est meuble (S3).

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Vu que le projet est situé au bord de la route, nous vous recommandons, lors de la réalisation des fondations, de procéder aux terrassements par palier successifs suivi par le confortement des parois des talus, surtout respecter les consignes relatives aux phases de terrassement émises par le BET.

Le sol du site est sensible au contact de l'eau, il perd de sa résistance (schistes marneux).

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'Ingénieur Chargé d'Etude

Le Chef de Département Technique

Le Directeur


CHERAF Ried
Ingénieur Chargé d'Etude



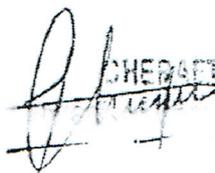
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

A cet effet, on suggère ce qui suit :

Des fondations superficielles type radier général est recommandé.

- La profondeur du fond de la fouille et la contrainte admissible sont indiquées dans le tableau ci-dessus. Les caractéristiques mécaniques des sols sont comme suite :
- jusqu'à 12 de profondeur ; c_u avoisinant 0.21 bar, et $\phi_u = 13^\circ$, indiquant un sol assez faible à moyenne.
- de -3^m de profondeur jusqu'à -5 m ; c_u avoisinant 0.32 bar, et $\phi_u = 18^\circ$ indiquant un sol assez moyen.
- Un système de cuvelage (drainage + étanchéité) est impératif au niveau du sous-sol, avec un lit en pierres en dessous du radier, de 30 à 40 cm d'épaisseur avec une légère pente.
- Un mur en gabion ou en béton armé longeant la limite de l'assiette avec l'oued est très recommandé.

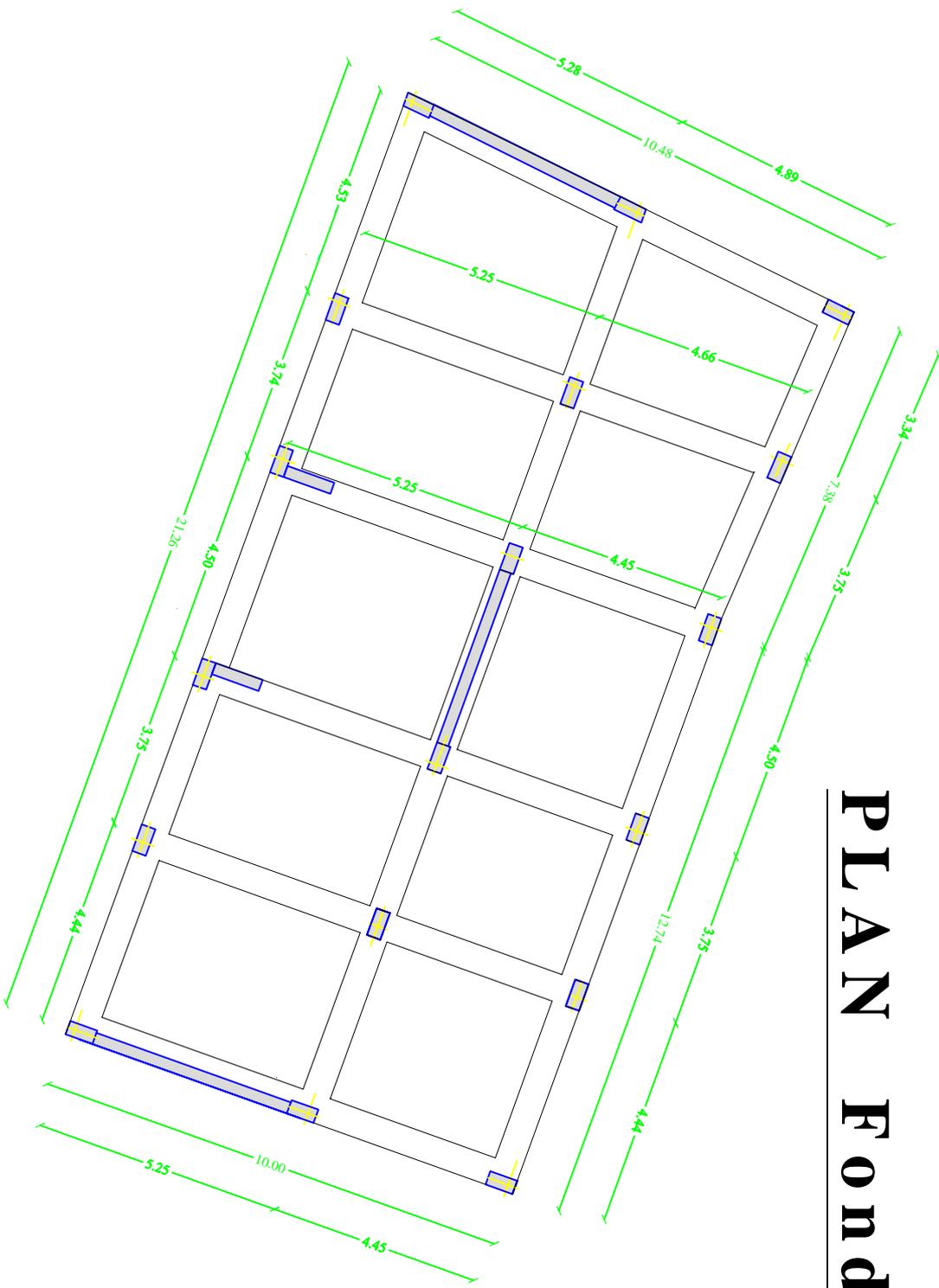
L'Ingénieur Chargé d'Etude


CHERATT Riad

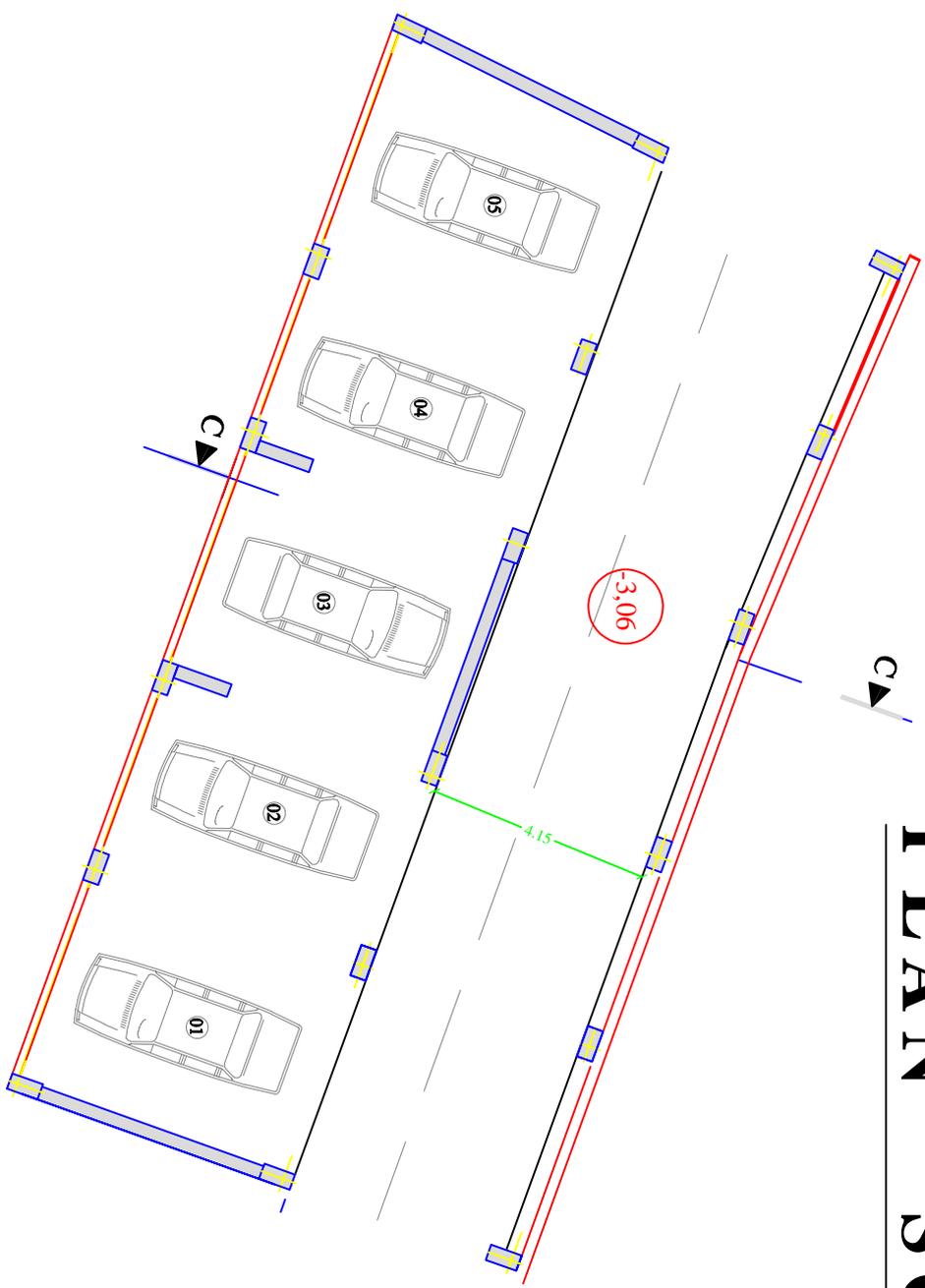
Le Chef de Département Technique

Le Directeur

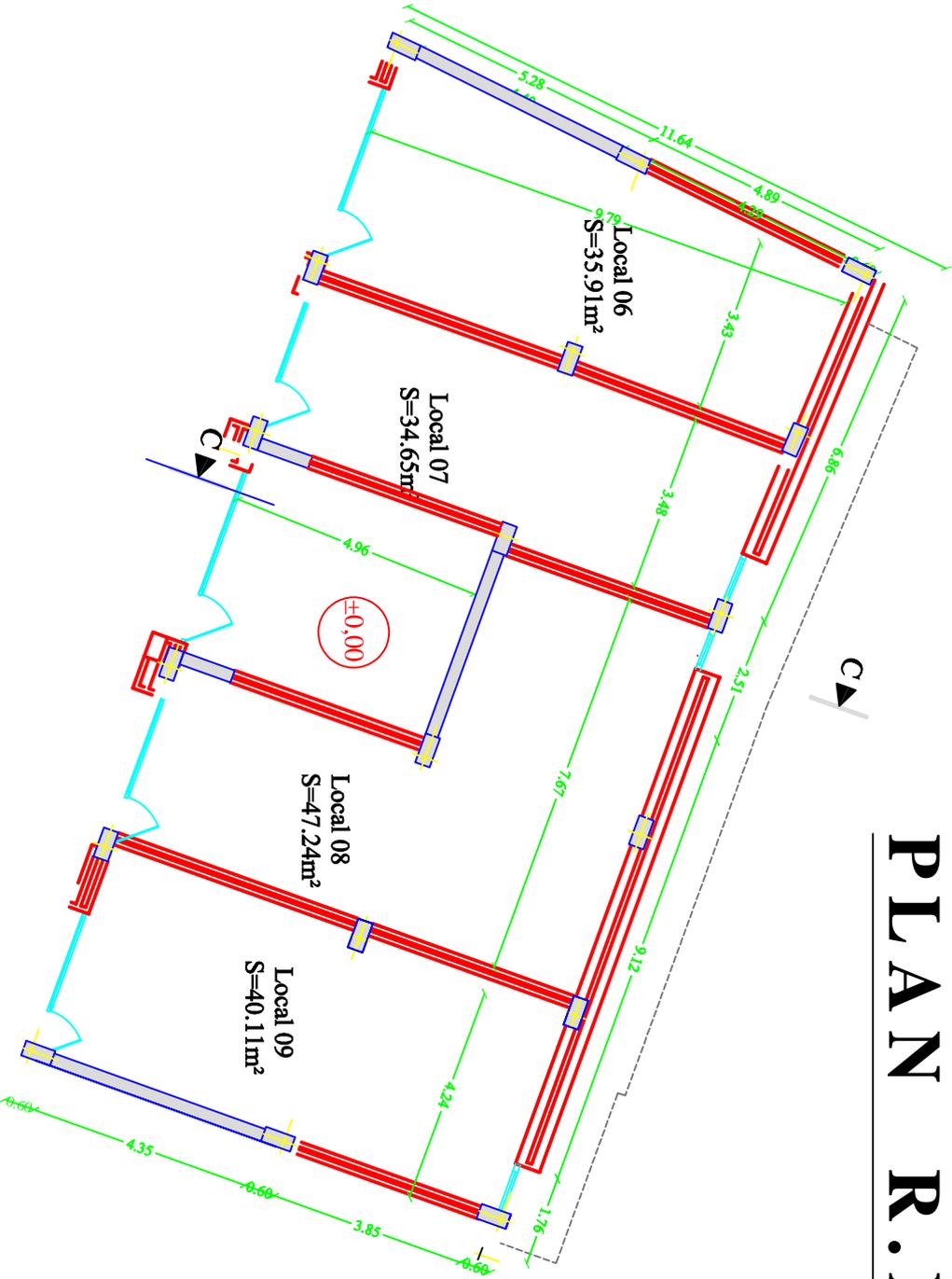




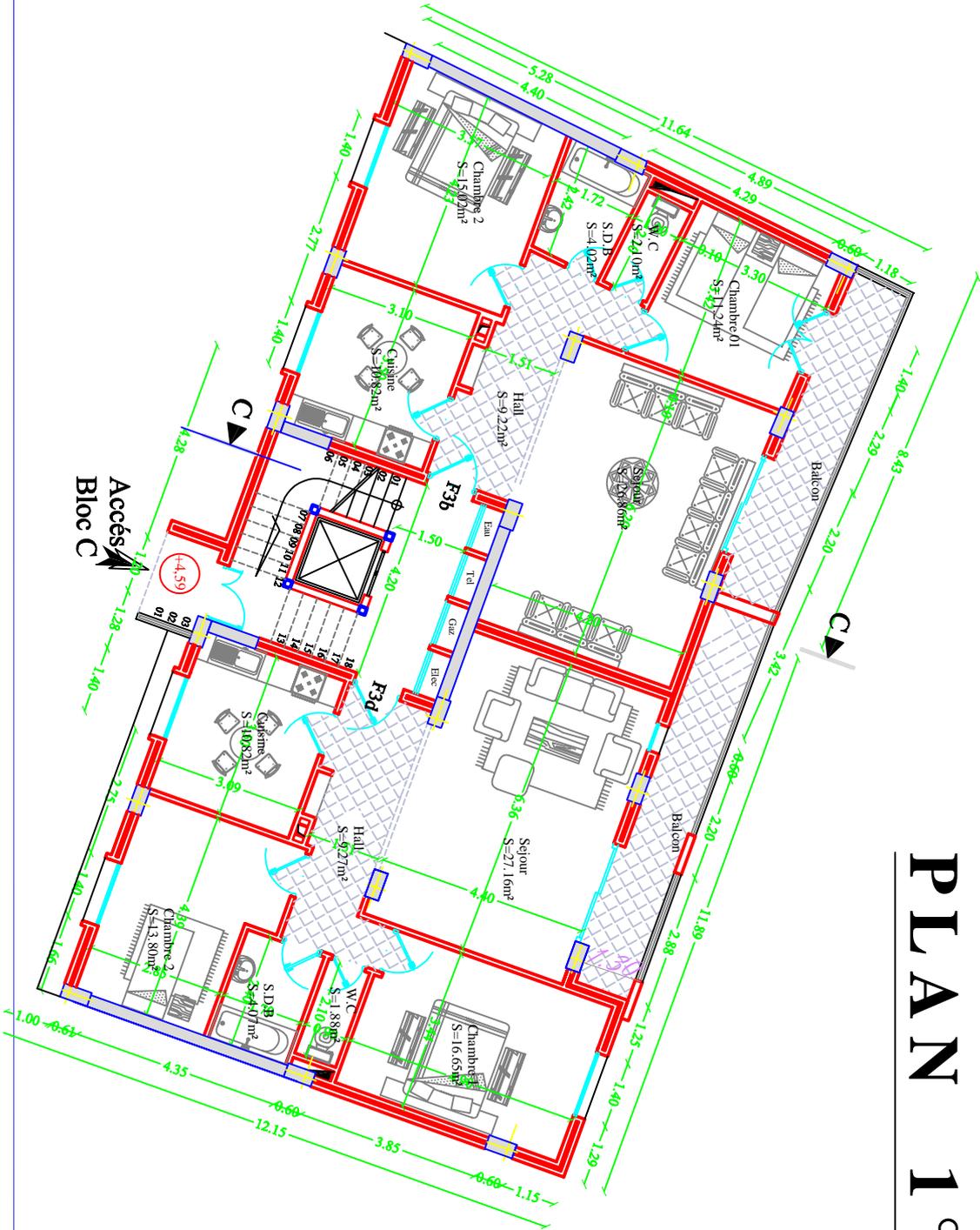
PLAN Fondation



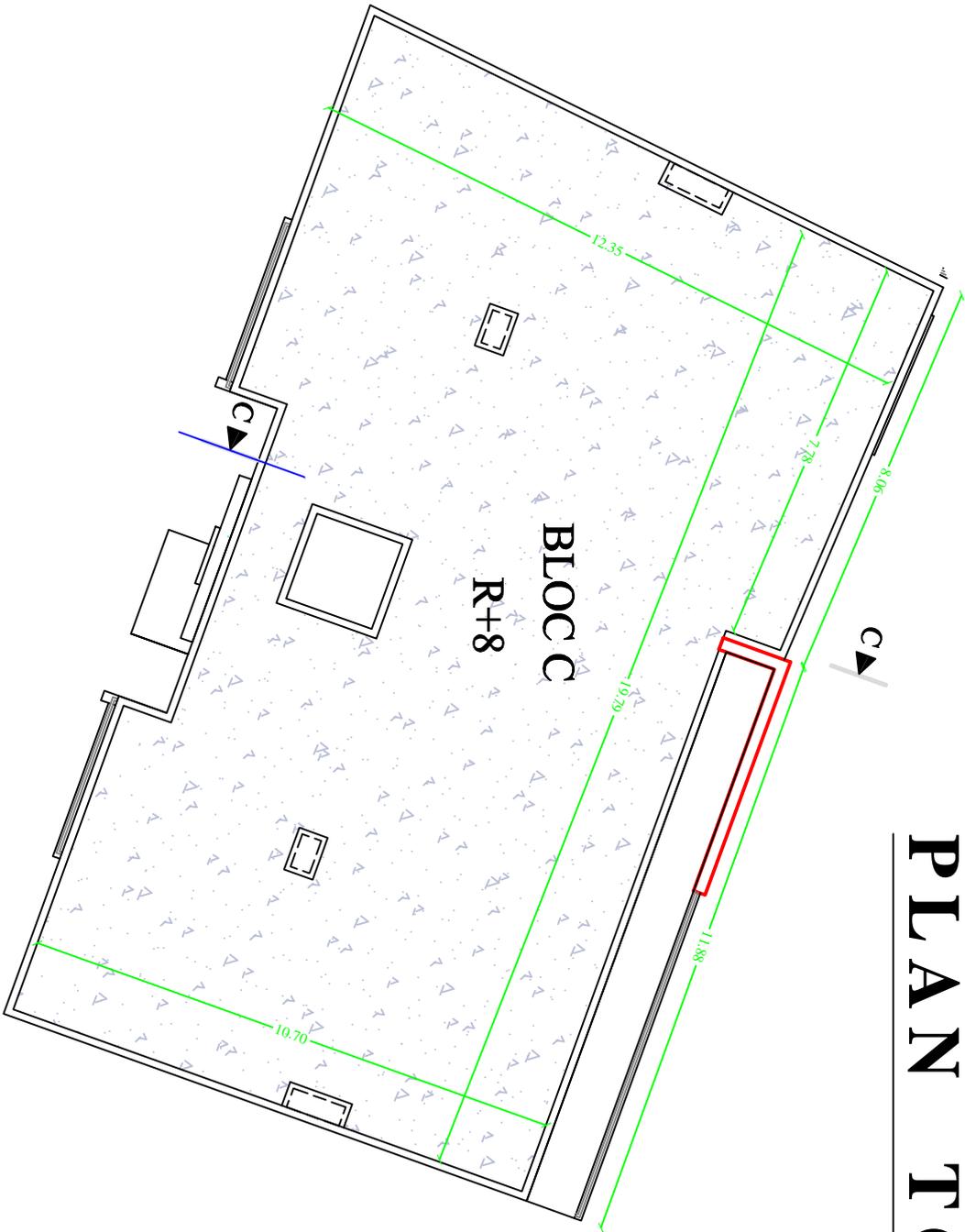
PLAN SOUS-SOL



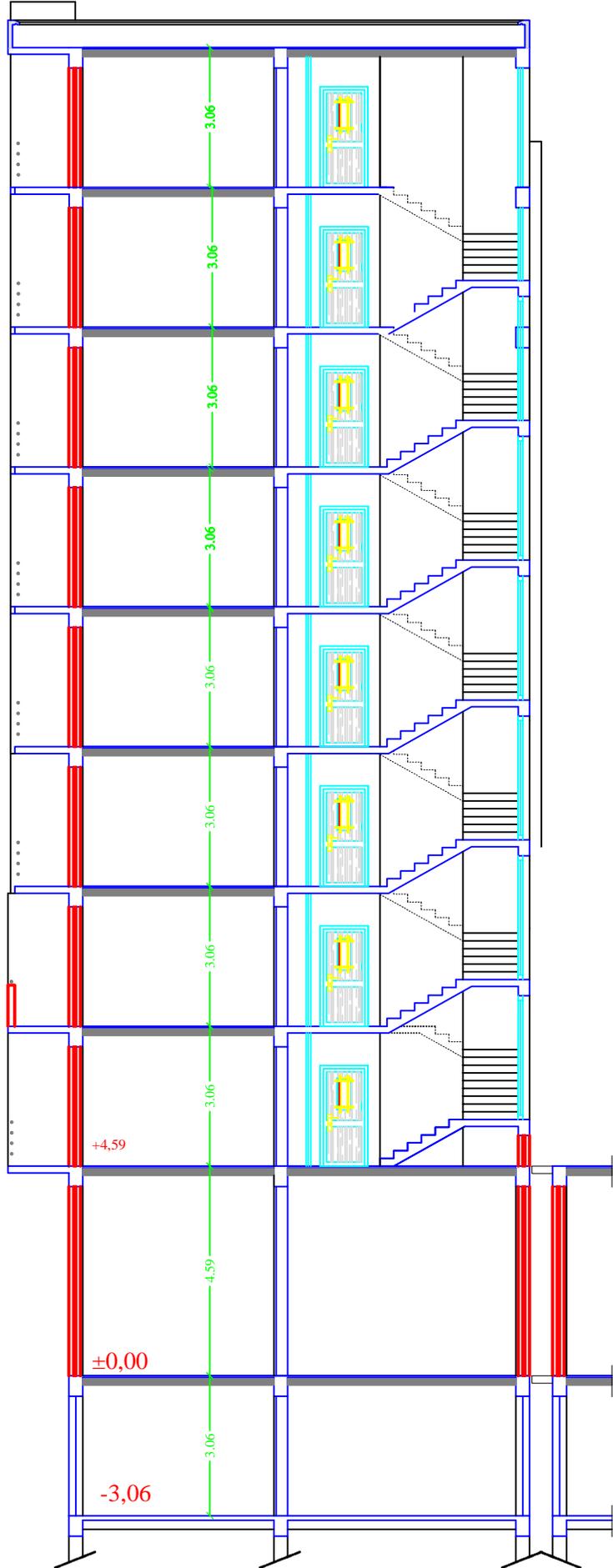
PLAN R.D.C



PLAN 1° ETAGE



PLAN TOITURE



CoupeCC