

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de **GENIE CIVIL**

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : matériaux et structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +6+2 entre sol) à usage multiple
habitation, Commercial et service contreventé par un Système
Mixte (Voiles - Portiques)**

Réalisée par :

MAAFA Larbi
IDJENANE Hamza

Encadré par :

M^r OUDNI

PROMOTION 2013/2014

REMERCIEMENTS

En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur Allah l'omniscient et l'omnipotent.

Nous remercions chaleureusement nos promoteurs Mr. OUDNI pour nous avoir encadrés et guidés tout au long de ce travail avec qui nous avons eu tant de plaisir à travailler et qui nous ont fait profiter de leurs expériences malgré leurs nombreuses occupations.

Qu'ils trouvent ici notre

Sincère gratitude.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à toute l'équipe d'enseignants pour leurs

Précieuses collaborations.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le

but d'examiner ce modeste travail.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier tous nos camarades de génie civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur

Compréhension et leur encouragement particulièrement Nacer.

Enfin, nous souhaitons dédier ce mémoire à nos parents. Rien n'aurait été possible sans leur soutien, confiance et générosité.

Hamza & Larbi

Dédicace

JE DEDI CE TRAVAIL A MES CHERS PARENTS

A MES FRÈRES ET SŒURS

A TOUTE MA FAMILLE

A TOUS MES AMIS

IDJENANE Hamza

Dédicace

JE DEDI CE TRAVAIL A MES CHERS PARENTS

A MES FRÈRES ET SŒURS

A TOUTE MA FAMILLE

A TOUS MES AMIS

MAAFA Larbi

Liste des figures

FIGURE I. 1:ÉVALUATION DE LA RESISTANCE f_{cj} EN FONCTION DE L'AGE DU BETON.....	5
FIGURE II 1:PLANCHER CORPS CREUX.....	9
FIGURE II 2: COUPE TRANSVERSALE D'UNE SECTION ENT.....	10
FIGURE II 3 :DALLE SURE DEUX APPUIS PARALLELE.....	11
FIGURE II 4 :DALLE SUR TROIS APPUIS.....	12
FIGURE II 5 : DALLE SURE QUATRE APPIS.....	12
FIGURE II 6 :SCHEMA D'ESCALIER.....	12
FIGURE II 7: SCHEMA DE L'ESCALIER D'ETAGE COURANT.....	13
FIGURE II 8: SCHEMA D'ESCALIER DU RDC.....	13
FIGURE II 9 SCHEMA D'ESCALIER DU RDC.....	14
FIGURE II 10: SCHEMAS DE L'ACROTERE.....	15
FIGURE II 11: COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.....	19
FIGURE II 12 : SCHEMA DES POTEAUX CENTRAUX.....	21
FIGURE III. 1 : CALCUL DES MOMENTS EN APPUIS.....	30
FIGURE III. 2 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT.....	31
FIGURE III. 3 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRELLE TYPE 8.....	34
FIGURE III. 4 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES SOUS SOL.....	49
FIGURE III. 5: FERRAILLAGE DES POUTRELLES RDC.....	49
FIGURE III. 6 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES TERRASSE INACCESSIBLE.....	49
FIGURE III. 7: FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	50
FIGURE III. 8: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE TYPE 01 ET 02.....	55
FIGURE III. 9 : DALLE SUR TROIS APPUIS.....	56
FIGURE III. 10: SCHEMA DU FERRAILLAGE DU BALCON SUR TROIS APPUIS.....	59
FIGURE III. 11 :DALLE SUR DEUX APPUIS PARALLELE.....	60
FIGURE III. 12 : SCHEMA DU FERRAILLAGE DU BALCON SUR DEUX APPUIS.....	62
FIGURE III. 13 :DALLE SUR 4 APPUIS.....	63
FIGURE III. 14: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PALIER DE REPOS.....	65
FIGURE III. 15 : ESCALIER DES ETAGES COURANTS.....	66
FIGURE III. 16: SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	69
FIGURE III. 17: SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE.....	69
FIGURE III. 18 :SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE.....	72
FIGURE III. 19: SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 01.....	73
FIGURE III. 20:SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE.....	76
FIGURE III. 21: SCHEMA STATIQUE.....	76
FIGURE III. 22:SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER DU SOUS SOL.....	79
FIGURE III. 23 : SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	83
FIGURE III. 24 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 01.....	83
FIGURE III. 25: SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	86
FIGURE III. 26: DALLE SUR 2 APPUI.....	87
FIGURE III. 27: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PALIER DE REPOS ESCALIER DU RDC.....	90
FIGURE III. 28: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	90
FIGURE III. 29: SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	93
FIGURE III. 30: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	95
FIGURE IV. 1: SPECTRE DE CALCUL.....	101
FIGURE IV. 2 : SCHEMA DE LA DISPOSITION DES VOILES.....	102
FIGURE IV. 3 : MODE DE VIBRATION DANS LE SENS X-X.....	103

Liste des figures

FIGURE IV. 4 : MODE DE VIBRATION DANS LE SENS Y-Y	103
FIGURE IV. 5 : MODE DE TORSION AUTOUR DE L'AXE Z-Z	104
FIGURE V. 1 : ZONES NODALE	111
FIGURE V. 2 : SECTION DU POTEAU	115
FIGURE V. 3: SCHEMA DE LA DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES POTEAUX	117
FIGURE V. 4: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	118
FIGURE V. 5: DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES D'UNE POUTRE	120
FIGURE V. 6: 2U SUPERPOSES	120
FIGURE V. 7.: SCHEMA DE LA ZONE NODALE	128
FIGURE V. 8 : SCHEMA D'UN VOILE COMPOSE	130
FIGURE V. 9 : SCHEMA D'UN VOILE PLEINE	130
FIGURE V. 10: DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES (VUE EN PLAN)	131
FIGURE V. 11 : DISPOSITION DES VOILES	132
FIGURE V. 12 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE Vx (2M) DU SOUS SOL	137
FIGURE VI. 1: SCHEMA D'UNE SEMELLE ISOLEE	139
FIGURE VI. 2: SCHEMA D'UNE SEMELLE FILANTE	139
FIGURE VI. 3 : PRESENTATION DE ZONE D'IMPACT DE LA CHARGE CENTRE	141
FIGURE VI. 4: PANNEAU DE DALLE SUR QUATRE APPUIS	142
FIGURE VI. 5: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	145
FIGURE VI. 6 : SCHEMA STATIQUES DE LA NERVURE SENS X-X	146
FIGURE VI. 7 : : SCHEMA STATIQUES DE LA NERVURE SENS Y-Y	147
FIGURE VI. 8 : SECTION A FERRAILLER	147
FIGURE VI. 9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES	150
FIGURE VI. 10: DIAGRAMME DES CONTRAINTES	152
FIGURE VI. 11: LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE DU MUR	152
FIGURE VI. 12: REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE MUR A L'ELS	153
FIGURE VI. 13: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE MUR DE SOUTENEMENT	155

Liste des tableaux

Tableau II. 1 : Dimensionnement d'escalier d'étage courant	13
Tableau II. 2 : Dimensionnement d'escalier du RDC	14
Tableau II. 3 : Dimensionnement d'escalier du sous-sol	14
Tableau II. 4: Evaluation des charges sur l'acrotère	15
Tableau II. 5: Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II. 6: Evaluation des charges de la terrasse accessible	16
Tableau II. 7: Évaluation des charges du plancher étage courant et commercial	17
Tableau II. 8: Évaluation des charges de la dalle pleine	17
Tableau II. 9: Évaluation des charges des murs extérieures	17
Tableau II. 10: Evaluation des charges sur les murs interieure	17
Tableau II. 11 : Évaluation des charges de pallier	18
Tableau II. 12: Evaluation des charges de la volée	18
Tableau II. 13 : Résumé des charges sur les différentes volées	19
Tableau II. 14: Pré dimensionnement des voiles	20
Tableau II. 15: Les sections et le poids des poteaux	21
Tableau II. 16 : Surface afférente du poteau P1	22
Tableau II. 17: Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1:	22
Tableau II. 18 : Dégression des charges d'exploitation sur toutes la structures pour 1 mètre carrée	23
Tableau II. 19: La loi de dégression pour le poteau P1	23
Tableau II. 20: Evaluation des charges G sur le poteau P1	25
Tableau II. 21: Vérification des poteaux à la compression simple	26
Tableau II. 22: Vérification des poteaux au flambement et l'effort réduit	28
Tableau II. 23: Sections des poteaux adoptées	28
Tableau III. 1 : Chargement sur les poutrelles	32
Tableau III. 2: Chargement minoré sur les poutrelles	33
Tableau III. 3 : Types des poutrelles	34
Tableau III. 4 : Sollicitation du plancher sous-sol	36
Tableau III. 5: Sollicitation du plancher étage courant+RDC	38
Tableau III. 6: Sollicitation du plancher terrasse inaccessible	38
Tableau III. 7: Les sollicitations maximales	39
Tableau III. 8: Résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles	47
Tableau III. 9 : Vérification des états limitent de compression du béton	47
Tableau III. 10: Vérification des états limite de déformation	48
Tableau III. 11: Caractéristiques des acrotères	51
Tableau III. 12: Combinaison d'action de l'acrotère	52
Tableau III. 13: Ferraillage de l'acrotère	54
Tableau III. 14: les résultats de ferraillage du balcon sur trois appuis	57
Tableau III. 15: Ferraillage de dalle sur 2 appuis	61
Tableau III. 16: calcul des sollicitations	63
Tableau III. 17: ferraillage d'une dalle pleine sur 4 appuis	64
Tableau III. 18: Vérification des contraintes dans le béton	64
Tableau III. 19: calcul de la flèche	65
Tableau III. 20: Sollicitation des escaliers d'étage courant	67
Tableau III. 21: ferraillage des escaliers d'étage courant	67
Tableau III. 22: Vérification des contraintes	69
Tableau III. 23: Les sollicitations dans la volée RDC	70
Tableau III. 24: Ferraillage de la volée RDC	70
Tableau III. 25: Vérification des contraintes	72
Tableau III. 26: Les sollicitations dans la volée RDC	73

Liste des tableaux

Tableau III. 27: Ferraillage de la volée RDC.	74
Tableau III. 28 : Vérification des contraintes.	75
Tableau III. 29: sollicitation de calcul.	77
Tableau III. 30: ferraillage des escaliers.	77
Tableau III. 31: Vérification des contraintes.	79
Tableau III. 32: Sollicitation des escaliers principale du sous sol	81
Tableau III. 33 : ferraillage des escaliers sous sol	81
Tableau III. 34: Vérification des contraintes.	83
Tableau III. 35 : Les sollicitations dans la volée RDC.	84
Tableau III. 36 : Ferraillage de la volée du RDC.	84
Tableau III. 37: Vérification des contraintes.	86
Tableau III. 38 : calcul des sollicitations	87
Tableau III. 39: ferraillage d'une dalle pleine sur 4 appuis	88
Tableau III. 40: Vérification des contraintes dans le béton.	89
Tableau III. 41: calcul de la flèche.	89
Tableau III. 42: Sollicitations de la poutre palière.	91
Tableau III. 43: Ferraillage de la poutre palière.	91
Tableau III. 44: Vérification de l'état limite de compression du béton.	92
Tableau IV. 1: Valeurs des pénalités (Pq)	98
Tableau IV. 2 : Période et taux de participation massique	102
Tableau IV. 3: justification interaction voile portique sous charge verticale	105
Tableau IV. 4: justification interaction voile portique sous charge horizontale	105
Tableau IV. 5 : vérification de l'effort de compression	106
Tableau IV. 6 : vérification de l'effort tranchant a la base.	106
Tableau IV. 7 : vérification vis a vis des déformations (déplacement) sens X-X	107
Tableau IV. 8 : vérification vis a vis des déformations (déplacement) sens Y-Y	108
Tableau IV. 9 : justification vis-à-vis des effets $P\Delta$ sens X-X	109
Tableau IV. 10 : justification vis-à-vis des effets $P\Delta$ sens Y-Y	109
Tableau V. 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux 111	
Tableau V. 2: Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.	113
Tableau V. 3: Ferraillages adoptés pour les armatures longitudinaux des poteaux.	113
Tableau V. 4: Armatures transversales les poteaux	114
Tableau V. 5: vérification de l'effort normal de compression dans les poteaux	115
Tableau V. 6: vérification des contraintes dans le béton des poteaux.	116
Tableau V. 7 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.	116
Tableau V. 8 : sollicitations de calculs dans les poutres	121
Tableau V. 9: Ferraillage longitudinal dans les poutres.	121
Tableau V. 10: Vérification des contraintes tangentielles.	123
Tableau V. 11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	124
Tableau V. 12: Vérification de l'état limite de compression du béton	124
Tableau V. 13: Vérification de la flèche pour les poutres.	125
Tableau V. 14: Schéma de ferraillage des poutres du sous sol	125
Tableau V. 15: Schéma de ferraillage des poutres du RDC+1^{er} étage	126
Tableau V. 16: Schéma de ferraillage des poutres du 2+3^{eme} étage	127
Tableau V. 17: Schéma de ferraillage des poutres du 4+5+6^{eme} étage	127
Tableau V. 18: Les moments résistant dans les poteaux.	128
Tableau V. 19: Les moments résistant dans les poutres.	129
Tableau V. 20: Vérification de la zone nodale dans différent étage.	129

Liste des tableaux

Tableau V. 21: Sollicitations dans le voile V_{x1}	133
Tableau V. 22: Sollicitations dans le voile V_{x2}	134
Tableau V. 23: Sollicitations dans le voile V_{y2}	134
Tableau V. 24: Sollicitations dans le voile V_{y2}	134
Tableau V. 25: Ferraillage du voile V_{x1}	135
Tableau V. 26: Ferraillage du voile V_{x2}	136
Tableau V. 27: Ferraillage du voile V_{y1}	136
Tableau V. 28: Ferraillage du voile V_{y2}	137
Tableau VI. 1: Résumé des résultats de ferraillage de radier.	143
Tableau VI. 2: Vérification des contraintes de radier.	144
Tableau VI. 3: Résumé des résultats de ferraillage à ELS de radier.	145
Tableau VI. 4: section des armatures de ferraillage des nervures de radier.	147
Tableau VI. 5: Vérification des entrantes dans le béton et dans l'acier.	149
Tableau VI. 6: Résultats de ferraillage à ELS des nervures.	149
Tableau VI. 7: Section des armatures du mur de soutènement.	153
Tableau VI. 8: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.	154
Tableau VI. 9: Section des armatures à ELS	155

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE:	1
-------------------------------------	---

CHAPITRE I: GENARALITE

I.1 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2 Situation du projet :	2
I.3 Etude de sol :	2
I.4 Caractéristiques de l'ouvrage :	2
I.4.1 Géométrie :	2
I.4.2 système de contreventement.....	2
I.4.3 Les éléments structuraux :	3
I.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	3
I.5.1 Le béton.....	3
I.5.2 L'acier :	6
I.6 Réglementations et normes utilisés :	6
I.7 ACTION :	6
I.7.1 Actions permanente(G) :	6
I.7.2 Actions variables(Q _i) :	7
I.7.3 Actions accidentel (FA) :	7
I.8 Combinaisons d'actions :	7

CHAPITRE II:PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction :	9
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux	9
II.2.1 Les planchers :	9
II.2.2 Escalier :	12
II.2.3 L'acrotère	15
II.3 Evaluation des charges :	15
II.3.1 L'acrotère	15
II.3.2 Plancher terrasse inaccessible :	16
II.3.3 Plancher terrasse accessible :	16
II.3.4 Plancher étage courant à usage d'habitation et de commercial et service :.....	16
II.3.5 Dalle pleine (balcons) :	17
II.3.6 Murs extérieurs.....	17
II.3.7 Murs interieurs	17

Sommaire

II.3.8 Les escaliers	18
II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux	19
II.4.1 Les poutres :	19
II.4.2 Les voiles :	20
II.4.3 Les poteaux.....	20
II.5 Conclusion	28

CHAPITRE III: CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction.....	29
III.2 Etude des plancher	29
III.2.1 Plancher à corps creux.....	29
III.3 Etude de l'acrotère terrasse accessible type1, terrasse inaccessible type2 :	50
III.3.1 Hypothèse de calcul.....	50
III.3.2 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	51
- Pour le type 1	51
III.4 Etude des dalles pleines	55
III.4.1 Dalles pleines sur trois appuis	55
III.4.2 Dalle pleine sur deux appuis	59
III.4.3 Dalle plein sur 4 appuis	62
III.5 Etude des escaliers	65
III.5.1 Etude d'escalier pour les étages courants	65
Schéma statique	65
III.5.2 Etude d'escalier de RDC	68
III.5.3 Etudes escalier de sous sol	71
III.5.4 Etude du palier des escaliers du RDC	84
III.6 Etude de la poutre palière	88

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction.....	94
IV.2 Méthodes de calcul	95
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	95
IV.2.2 Les méthodes dynamiques.....	98

Sommaire

IV.3 Description du logiciel SAP 2000 .14	99
IV.4 Disposition des voiles	99
IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14 ...	100
IV.5.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	100
IV.6 Conclusion	107

CHAPITRE V: CALCULE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction.....	108
V.2 Les poteaux :	108
V.2.1 Recommandation du RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)	108
V.2.2 calcul des sollicitations.....	110
V.2.3 Ferrailage des poteaux.....	111
V.2.4 Vérifications nécessaire pour les poteaux	112
V.2.5 Disposition constructive des poteaux	114
V.3 Etude des poutres	116
V.3.1 Recommandation du RPA 99	116
V.3.2 Recommandation de BAEL.....	118
V.3.3 Ferrailages des poutres	118
V.3.4 Vérifications selon BAEL91	121
V.4 Vérification des zones nodales.....	125
V.4.1 Détermination des moments résistants	126
V.4.2 Vérification des zones nodales	127
V.5 Etude des voiles	128
V.5.1 Définition.....	128
V.5.2 Recommandation du RPA99	129
V.5.3 Disposition des voiles.....	130
V.5.4 Ferrailage des voiles.....	130
V.5.5 Sollicitations dans les voiles.....	131
V.5.6 Vérification à l'effort tranchant :	133
V.6 Conclusion :	136

Sommaire

CHAPITRE VI:ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction.....	137
VI.2 Choix de type de fondations	137
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer	137
VI.4 Etude des fondations	137
VI.4.1 Les Vérifications	137
VI.4.2 Ferrailage.....	142
VI.5 Etude du mur de soutènement.....	151
VI.5.1 Détermination des contraintes	151
VI.5.2 Ferrailage du mur	151
VI.5.3 Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	155
VI.6 Conclusion	156

CONCLUSION GENARALE :	158
------------------------------------	------------

Introduction générale :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+6+2 sous-sol) implanté à Bejaia, cette structure est destinée à usage multiple (habitation commerce et service), elle est classée d'après le règlement parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2B, ayant une importance moyenne.

L'ouvrages est implanté au lieudit Akbou (centre-ville) dans la commune de Bejaia qui est d'après les règlements parasismique algérien RPA 99/2003 est classé en zone de moyenne sismicité (IIa).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques (le D.T.R.).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la description.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre ouvrage fait partie l'étude d'un bâtiment (R+6) avec deux sous-sols a usage mixtes habitation, commerce et service, faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnelles «résidence les oliviers » classer selon le RPA 99/version 2003 en groupe d'usage 2B ayant une importance moyenne.

I.2 Situation du projet :

L'ouvrages est implanter au lieu-dit Akbou (centre-ville) dans la commune de Bejaia qui est d'après les règlements parasismique algérien RPA 99 version 2003 est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3 Etude de sol :

Les études sur le sol à donner :

- ◆ La contrainte admissible est : 1.6 bars
- ◆ Profondeur d'ancrage est : 2.00 m

I.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

I.4.1 Géométrie :

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- Largeur en plan $L_y=17,70\text{m}$
- Longueur en plan $L_x=20,90\text{m}$
- La hauteur totale $H_t=29.24\text{m}$
- La hauteur de sous-sol $h_{ss}=3.4\text{m}$
- La hauteur de RDC $h_{RDC}=4.08\text{m}$
- La hauteur d'étage courant $h_{ec}=3.06\text{m}$

I.4.2 système de contreventement

L'ouvrage concerné dépasse 14m de hauteur dans la zone considéré pour cela le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3. 4. A. 1. a)** exige un système de contreventement constituée par des voiles et portiques, c'est un système mixte 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.

I.4.3 Les éléments structuraux :

Les planchers : ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

Les poutres : sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

Les poteaux : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Les escaliers : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

La maçonnerie :

- ✓ les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

Balcon : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

L'acrotère : C'est un élément en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.

L'infrastructure : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✓ Limiter les tassements
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.5.1 Le béton

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

I.5.1.1 Les constituants du béton :

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influent la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

I.5.1.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression :** La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de (28j) qu'est nommée (f_{c28}).

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} j < 28 \text{ jours} \\ \mathbf{BAEL91 (A.2.1.11)} \end{array}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

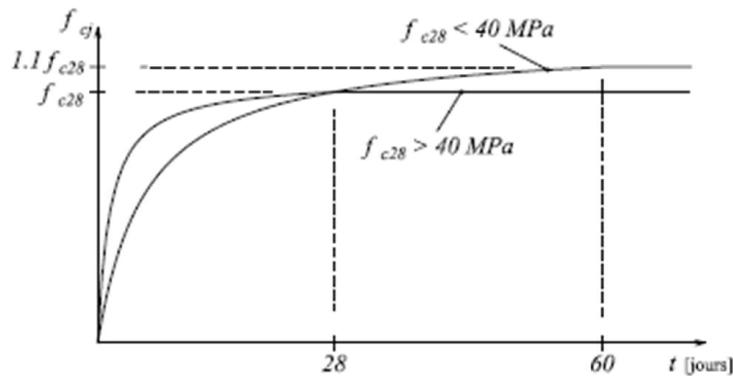


Figure I. 1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

• **résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est définie par la relation :

$$\text{CBA93 (article A.2.1.1.2).} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

• **Contrainte ultime de cisaillement de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

• **Module déformation longitudinale du béton :**

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} . \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij} . \quad \text{BAEL91.}$$

I.5.2 L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

I.5.2.1 Propriété de l'acier :

A. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont données par les Eurocode (02et03). Pour notre ouvrage on a choisie S235.

B. Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15% avec A_0 section transversale initiale.

C. Propriété mécanique :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$. [3]
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \approx 0,4 * E_a$
- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$

I.6 Réglementations et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- règles parasismiques algériennes (RPA99 /version 2003). [1]
- CBA 93 (code du béton armé). [2]
- DTR BC 2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation). [3]
- BAEL 91 modifié 99. (béton armé aux états limites). [4]
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

I.7 ACTION :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.[4]

I.7.1 Actions permanente(G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtement.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

I.7.2 Actions variables(Q_i) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les charges appliquées lors d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

I.7.3 Actions accidentel (FA) :

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes(E).
- Les explosions.
- Les chocs.

I.8 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.[2]

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : action variable de base.

$Q_i(i>1)$: action variable d'accompagnement.

I.8.1 Combinaisons d'actions à l'ELU :

- Situations durables ou transitoires

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

$$1.35G_{max}+G_{min}+\gamma Q_1*Q_1+\sum 1,3*\psi_{i0}*Q_i \dots\dots\dots(1)[4].$$

$\psi_{i0} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{i0} : Coefficient de pondération.

γQ_1 : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants:

- ✓ Bâtiments agricoles à faible occupation humaine ;
- ✓ Changes d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- ✓ La température.

Situations accidentelles :

$$1,35G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{11}Q_1+\sum \psi_{2i}Q_i \dots\dots\dots [2] [4]$$

FA: Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$\Psi_{1i} = 0,15$ Si l'action d'accompagnement est la neige.

$\Psi_{1i} = 0,5$ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

$\Psi_{1i} = 0,2$ Si l'action d'accompagnement est le vent.

Pour ce qui l'action sismique les règles parasismique algérienne RPA 99 version 2003 considèrent les combinaisons d' action suivantes :

$$G+Q\pm E \dots\dots\dots(2)$$

$$G\pm 0.8E \dots\dots\dots(3)$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables .la première combinaison est remplacée par la combinaison suivante :

$$G+Q\pm 1.2E \dots\dots\dots(4)$$

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement nous permet d'avoir l'ordre de grandeur au niveau du coffrage des différents éléments constituant la structure. et pour cela on se réfère au règlement RPA99, CBA93 et BAEL91.

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, elles sont supposées 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.

II.2.1.1 Plancher corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L=390\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.33\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20\text{cm}$, 16cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.

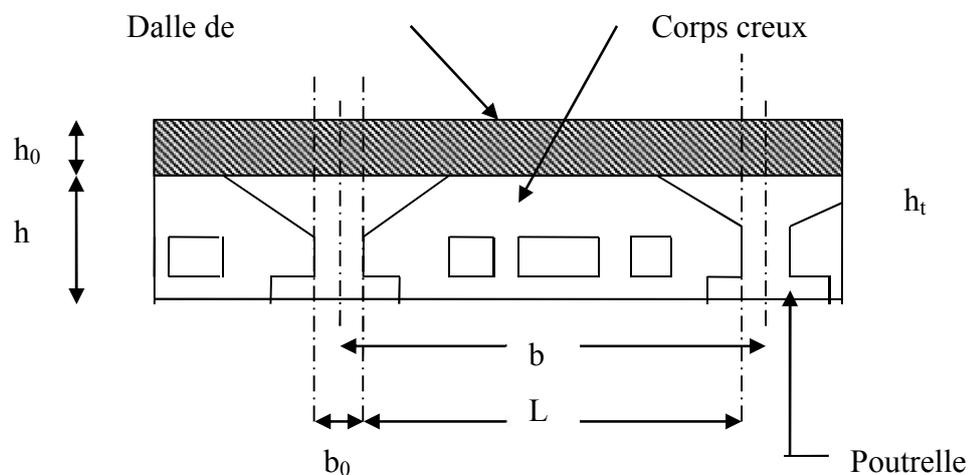


Figure II 1 plancher corps creux

- Pré dimensionnement des poutrelles

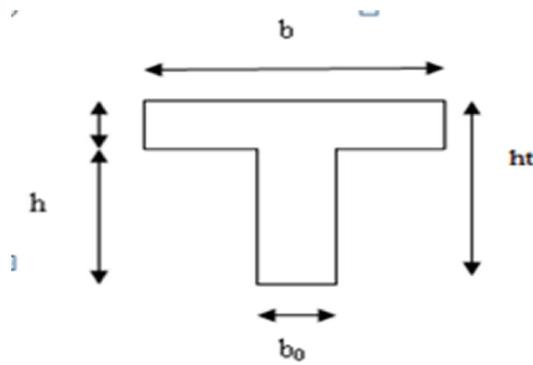


Figure II 2: coupe transversale d'une section enT

Les poutrelles sont des éléments comme une section en T.

la largeur de la dalle e compression est définie par la relation suivante :

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

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles

($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 260$ cm).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t \Rightarrow b$$

$$b = 2 \times 26 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26 + 10 \Rightarrow b = 62 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}, h = 16 \text{ cm}, h_c = 4 \text{ cm}$$

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères:

- 1) La plus petite portée.
- 2) Critère de continuité.

II.2.1.2 Planchers a dalle pleine :

Dans notre cas les planchers a dalle plein sont les balcons et la terrasse accessible qui sont dimensionnée selon les règlement par les conditions suivantes :

a. Condition de résistance au feu :

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

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

$e = 17.50$ cm pour quatre heures de coupe-feu

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Condition de résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Dalle sur deux appuis}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Dalle sur trois ou quatre appuis}$$

1. Dalle sur 2 appuis balcon

On a : $L_x=1,40\text{m}$; $L_y=3,30\text{m}$.

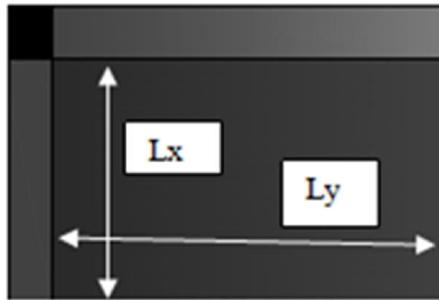


Figure II 3 :dalle sure deux appuis parallèle

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 4.66\text{cm}.$$

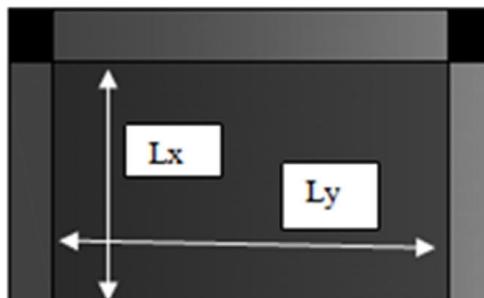
2. -dalles sur 3 appuis balcon

Figure II 4 :dalle sur trois appuis

On a $L_x=1.40\text{m}$; $L_y=2,65\text{m}$;

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\Rightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.50\text{cm}.$$

3. Les dalles sur 4 appuis (terrasse)

$L_x=3.10\text{m}$; $L_y=3.60\text{m}$.

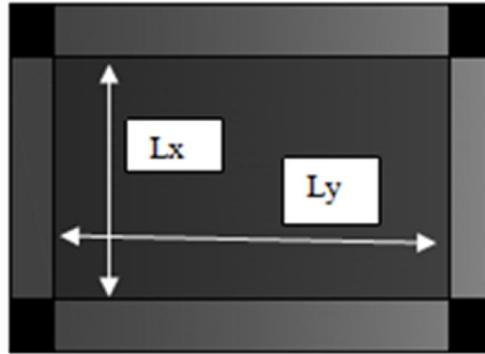


Figure II 5 : dalle sure quatre appuis

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Ly}{40} \Rightarrow \frac{450}{50} \leq e \leq \frac{450}{40}$$

$$\Rightarrow 9cm \leq e \leq 11.25cm.$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de la résistance à la flexion sont très faibles, alors le prédimensionnement se fera selon la condition d'isolation phonique $e \geq 13cm$, d'où on opte pour une épaisseur :

e=14cm

II.2.2 Escalier :

• **Pré dimensionnement :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

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

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

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

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64cm \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H = 0.$$

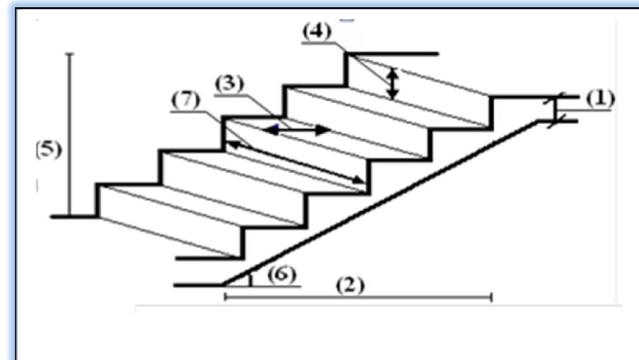


Figure II 6 :schéma d'escalier

-Type1 : Escalier étage courant (habitation)

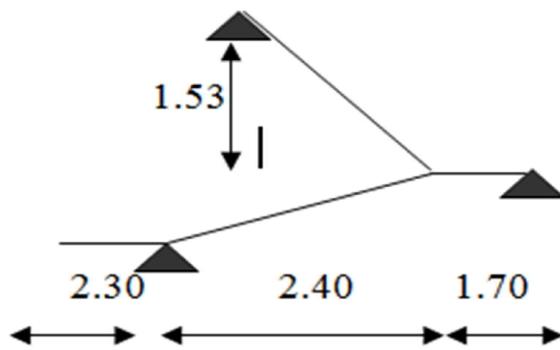


Figure II 7: Schéma de l'escalier d'étage courant (volée1. 2)

$H = 1.53m$

$L = 2.40m \Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.40) n + 2 \times 1.53$

$\Rightarrow n = 9$

Donc : nombre de contre marche ($n = 9$)

Nombre de marche ($n-1$) = 8

$g = L/n-1 = 240/8 = 30cm$

$h = H/n = 153/8 = 17cm$

➤ **Epaisseur de la paille :**

▪ Elle est calculée par la relation suivante:

$L/30 \leq e \leq L/20$

$L = (L^2 + H^2)^{1/2} + l_{palier} = 4.54cm$

$L = 4.54cm$

$\Rightarrow 15.13cm \leq e \leq 22.7cm$

On prend : $e = 18cm$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.1) suivant :

Etage	H _{étage} (m)	L _{volée} (m)	H _{volée} (m)	Inclinaison(α)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)	H(cm)	g(cm)
1à5	3.06m	2.40	1.53	32.51	9	18	17	30

Tableau II. 1 : Dimensionnement d'escalier d'étage courant

Escalier du ré de chaussée (RDC) :

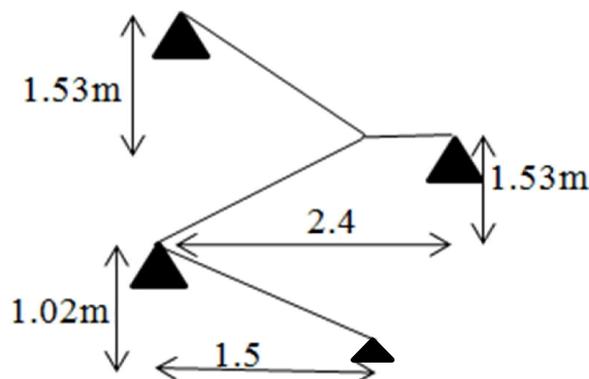


Figure II 8: schéma d'escalier du RDC

Volée 01 :

H=1.02 m

L=1.50 m

Volée 02 et 03

 $h_{v1}=1.53\text{m}$

l=2.40m

 $h_{v2}=1.53\text{m}$ **Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.2) suivant :**

	H _{étage}	L _{volée} (m)	H _{volée}	Inclinaison (°)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)	H (cm)	G (cm)
Volée 01	4.08	1.50	1.02	34.21	6	14	17	30
Volée 02 et 03	4.08	2.40	1.53	32.51	9	18	17	30

Tableau II. 2 : Dimensionnement d'escalier du RDC

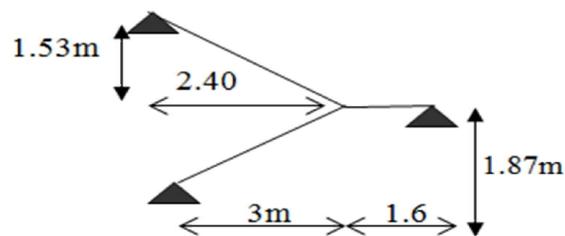
Escalier du sous-sol :

Figure II 9 schéma d'escalier du sous-sol

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.3) suivant :

	H _{étage} (m)	L Volée (m)	H _{volée}	Inclinai on	Nombre de marche	Epaisseur (cm)	H (cm)	G (cm)
Volée 01	3.4	3.00	1.90	31.93	10	18	17	30
Volée 02	3.4	2.40	1.53	32.51	8	18	17	30

Tableau II. 3 : Dimensionnement d'escalier du sous-sol

➤ épaisseur des paliers :

Pour 02 heures de coupe-feu :

 $e \geq 11\text{cm}$ on prend $e=14\text{cm}$

II.2.3 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture. Dans notre projet nous avons deux types. Type(1) pour la terrasse accessible avec une hauteur de $H=100\text{cm}$ et type(2) pour la terrasse inaccessible avec : $H = 60\text{cm}$.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0985\text{m}^2$$

$$S_{acce} = 15 \times 100 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.1585\text{m}^2$$

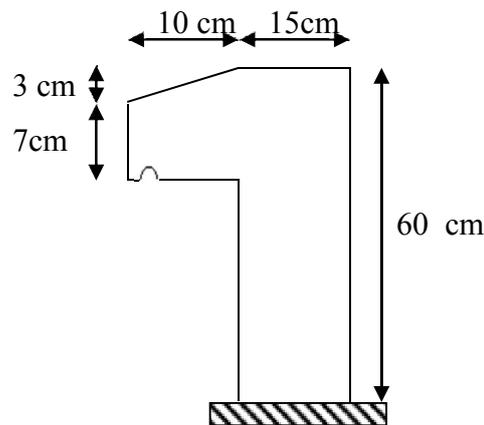


Figure II 10 : Schémas de l'acrotère

II.3 Evaluation des charges :

II.3.1 L'acrotère

Désignation des éléments	Types	Epaisseur r (cm)	Surface (cm ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	Type 1	15	1585	25	3.96
	Type 2	15	985	25	2.46
Enduit de ciment	Type 1	2	e*1	20	0.84
Charge permanente totale	Type 1	G=4.8KN/ml			
	Type 2	G= 3.33kn/ml			
Charge d'exploitation		Q=1KN/ml			

Le schéma illustre un acrotère en béton armé. Il est représenté en coupe transversale. La hauteur totale de l'élément est indiquée comme étant de 60 cm. L'épaisseur de la partie supérieure est de 15 cm, et celle de la partie inférieure est de 7 cm. La largeur de la partie supérieure est de 10 cm. Le schéma est encadré dans un rectangle de 10 cm de largeur et 60 cm de hauteur.

Tableau II. 4: Evaluation des charges sur l'acrotère

II.3.2 Plancher terrasse inaccessible :

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.040	20	0.8
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.015	18	0.27
4	Forme de pente	0.065	22	1.43
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=5.62\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{KN/m}^2$		

Tableau II. 5: Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

II.3.3 Plancher terrasse accessible :

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher a dalle pleine	0.14	25	3.50
5	Isolation thermique	0.015	18	0.27
6	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				$G = 5.52\text{KN} /\text{m}^2$
Surcharge d'exploitation				$Q = 3.50$

Tableau II. 6: Evaluation des charges de la terrasse accessible.

II.3.4 Plancher étage courant à usage d'habitation et de commercial et service :

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons distribution	/	/	1

Charge permanente totale	G = 5.16
Surcharge d'exploitation usage commercial et service	Q=5
Surcharge d'exploitation usage habitation	Q = 1,50

Tableau II. 7: **Évaluation des charges du plancher étage courant et commercial****II.3.5 Dalle pleine (balcons) :**

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,86
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

Tableau II. 8: **Évaluation des charges de la dalle pleine****II.3.6 Murs extérieurs**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en	0.02	14	0.28
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G = 2,81

Tableau II. 9: **Évaluation des charges des murs extérieures.****II.3.7 Murs intérieurs**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.10	9	0.9
2	Enduit extérieur en	0.02	14	0.28
3	Enduit de plâtre intérieur	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G = 1.46

Tableau II. 10: **Evaluation des charges sur les murs interieure**

II.3.8 Les escaliers

II.3.8.1 Pallier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.14	25	3.50
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.86
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tableau II. 11 : **Évaluation des charges de pallier.**

II.3.8.2 La Volée

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose verticale	0.02	20	0.40
3	Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
4	Revêtement vertical	0.02	22	0.44
	Garde de corps	/	/	0.6
5	Marches	0.17x (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.18/ (cos32.51)	25	5.33
		0.14/ (cos34.21)	25	4.23
		0.18/cos31.93	25	5.26
		0.18/cos32.00	25	5.3
		0.18/cos 33.46	25	5.39
7	Enduit en sous face	0.02/ (cos32.51)	14	0.33
		0.02/ (cos34.21)	14	0.34
		0.02/cos 31.93	14	0.31
		0.02/cos32.00	14	0.33
		0.02/cos 33.46	14	0.42

Tableau II. 12: **Evaluation des charges de la volée.**

Le tableau suivant résume l'évaluation des charges sur les différentes volées :

Epaisseur de la volée (m)	Inclinaison de la volée (°)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
0.18	32.51	9.81	2.5
	31.93	9.67	
	32.00	9.78	
	33.46	9.96	
0.14	34.21	8.72	

Tableau II. 13 : Résumé des charges sur les différentes volées

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.4.1 les poutres :

II.4.1.1 les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres se fait selon le BAEL 91 en utilisant les conditions suivantes :

Avec :

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

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}=360\text{cm}$).

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

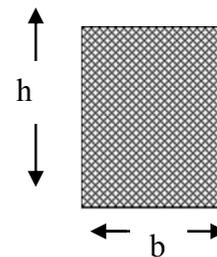
$$\left[\begin{array}{l} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Les vérifications à faire selon le RPA

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifier}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \quad \text{Condition vérifier}$$



Donc on adopte des poutres principales de (35*30). Figure II 11: Coupe transversale d'une poutre

II.4.1.2 les poutres secondaire :

$$L = 330 - 0.4 = 390\text{cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=35\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

on adopte des poutres de (35*30).

Les conditions du RPA 99/version 2003 sont vérifier.

II.4.2 Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
Sous sol	3.2	0.16
Etage courant	2.86	0.143
RDC	3.88	0.194

Tableau II. 14: Pré dimensionnement des voiles

On opte pour une épaisseur de **20cm** pour tous les niveaux. Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

II.4.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA 99(2003) art 7.4.1}$$

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Etage	Sous-sol	RDC	1,2 et 3 ^{em}	4, 5 et 6 ^{em}
S (cm²)	45x45	45x45	40x40	35x35
G₀(KN)	21.25	20.65	12.24	9.37

Tableau II. 15: Les sections et le poids des poteaux

Hauteur libre du poteau : $h_e = 4.08$ pour le RDC
 $h_e = 3.06$ pour les étages courants
 $h_e = 3.4$ pour le sous sol

Poids propres des poutres : $G_{poutre} = (0.30 \cdot 0.35 \cdot 25 \cdot L)$

L=étant la longueur de la poutre

Poutres principales (**30*35**).

- Poutres secondaires (**30*35**).
- Surface afférente : **S afférente = S1+S2+S3**
- Surface d'escalier : **S escalier = S4**
- Surface des poutres : **S poutres = S pp + S ps**
- Surface totale : **S totale = S afférente + S poutres**

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

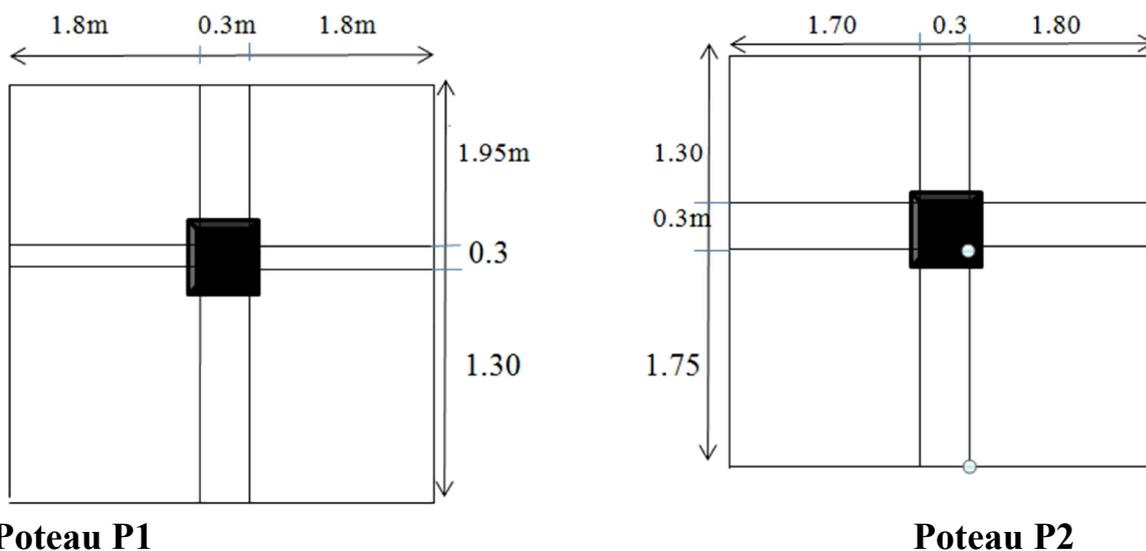


Figure II 12 : schéma des poteaux centraux

Niveaux	S afférente	S poutres	S escalier	S totale
Terrasse Ina+ 5 ^{ème} +sous-sol 01	11.70	1.923	3.51	17.13
4 ^{ème} , 3ème, 2ème, 1ème étages RDC+ +sous-sol 02	8.19	1.515	3.51	9.705

Tableau II. 16 : Surface afférente du poteau P1

II.4.3.1 Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P1:

➤ Poteau central « P1 » :

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_t \text{ totale}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages $Q_i = (q_i \times S_i \text{ totale}) + Q_{\text{ESC}}$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	Q (t/m)	E _{sc} (t/m)	E _{sc} (t)	Q (t)
Terrasse Ina,	0.1	/	/	1.713
5 ^{ème} étage	0.15	/	/	2.56
,4ème, 3ème, 2ème, 1er étage	0.15	0.25	0.87	2.32
RDC, Sous-sol 02	0.5	0.25	0.87	5.72
Sous-sol 01	0.5	/	/	8.56

Tableau II. 17: Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1:

II.4.3.2 Application de la loi de dégression de charges

Dans les bâtiments a usage d'habitation et qui dépassent 5 étages, on applique la loi de dégression des surcharges, et ça on supposant que toute les surcharges ne s'applique pas simultanément sur tout les plancher et on détermine la surcharge **Q** sur les éléments porteur de niveau **n**, en fonction des surcharge **Q_i** appliquées sur les différents niveaux comme suite :

$$Q_i = Q_0 + \sum_{i=1}^n Q_i \frac{(3+n)}{2n} \quad \text{étant valable pour } n \geq 5 \quad (\text{DTR B.C 2.2.6.3})$$

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

La dégression de charge sur toutes la structure pour 1 mètre carrée du différent niveau :

Terrasse inacc	$Q_0=1\text{KN/m}^2$
5 ^{ème} étage	$Q_0+Q_1=2.5\text{KN/m}^2$
4 ^{ème} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=3.85\text{KN/m}^2$
3 ^{ème} étage	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)=5.05\text{KN/m}^2$
2 ^{ème} étage	$Q_0+0.87(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=6.22\text{KN/m}^2$
1 ^{ème} étage	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=7.00\text{KN/m}^2$
RDC	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=10.375\text{KN/m}^2$
S.SOL (-1)	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=13.49\text{KN/m}^2$
S.SOL(-2)	$Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=16.52\text{KN/m}^2$

Tableau II. 18 : **Dégression des charges d'exploitation sur toutes la structures pour 1 mètre carrée**

- **Evaluation des charges d'exploitation sur la surface du poteau P1 :**

Q_i	$Q_t(t)$
Q_0	1.713
Q_1	4.273
Q_2	6.593
Q_3	8.913
Q_4	11.233
Q_5	13.553
Q_6	19.273
Q_7	24.993
Q_8	33.553

Tableau II. 19: **La loi de dégression pour le poteau P1**

II.4.3.3 Evaluation des charges « G » pour le poteau P1:

G_i	Elément	Section (m²)	G_{TOTAL} (t)
G₀	Terrasse Ina	11.70	6.575
	Poutres	1.923	1.682
	Poteaux	0.35*.0.4	1.071
	Total		9.328
G₁	Venant de G ₀	/	9.328
	Etage courant	11.70	6.037
	Poutre	1.923	1.682
	Poteaux	0.35*0.40	1.071
	Murs	0.685	2.71
	Total		20.366
G₂	Venant de G ₁	/	20.366
	Etage courant	8.19	4.226
	poutre	1.383	1.210
	Poteau	0.35*0.40	1.071
	Mur	0.505	1.998
	escalier	/	1.819
	Total		30.69
G₃	Venant de G ₂	/	30.69
	Etage courant	8.19	4.226
	Poutre	1.383	1.210
	Poteaux	0.40*0.45	1.377
	Mur	0.505	1.998
	escalier	/	1.819
	Total		41.297
G₄	Venant G ₃	/	41.297
	Etage courant	8.19	4.226
	Poutre	1.383	1.210
	Poteaux	0.40*0.45	1.377
	Mur	0.505	1.998
	escalier	/	1.819
	Total		51.91
G₅	Venant G ₃	/	51.91
	Etage courant	8.19	4.226
	Poutre	1.383	1.210
	Poteaux	0.45*0.50	1.721
	Mur	0.505	1.998
	escalier	/	1.819
	total		62.867
G₆	Venant G ₃	/	62.867
	RDC	8.19	4.226
	Poutre	1.383	1.210
	Poteaux	0.45*0.50	2.295
	Mur	0.505	1.998
	escalier	/	2.25
	Total		74.846
G₇	Venant G ₃	/	74.846

	s.sol	11.70	6.037
	Poutre	1.923	1.682
	Poteaux	0.50*0.50	2.125
	Mur	0.685	3.05
	Total		87.74
G₈	Venant G ₃	/	87.74
	s.sol	8.19	4.226
	Poutre	1.383	1.682
	Poteaux	0.50*0.50	2.125
	Mur	0.505	1.998
	escalier		2.658
	Total	/	100.429

Tableau II. 20: Evaluation des charges G sur le poteau P1

A la base pour le poteau P1 : G=100.429 t
Q=33.553 t

➤ **Poteau central « P2 » :**

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

$$G= 90.313 \text{ t}$$

$$Q= 32.403 \text{ t}$$

Les calculs montrent que le poteau « P1 » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{total}} = 100.429 \text{ t} \quad Q_{\text{total}} = 33.553 \text{ t}$$

Calcul de l'effort normal ultime Nu : Nu est calculé comme suit : Nu= 1.35 G + 1.5 Q

II.4.3.4 Vérifications nécessaires :

L'effort normal ultime :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 100.429 + 1.5 \cdot 33.553 = 185.9 \text{ t}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU à 10%, telle que : NU=1.1 (1.35G+1.5Q)

L'effort normal maximum Nu=185.9

Donc : Nu=1.1 × 185.9=204.49 t

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec B section du béton.

$$B \geq \frac{N_u \cdot \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2049.4 \times 10^{-3} \cdot 1.5}{0.85 \times 25} = 0.144 \text{ m}^2$$

Niveaux	Nu	Sections	Condition B>B Calcule		observation
			B	B Calcule	
02 Sous sol	2049.4	50x50	0.250	0.144	Vérifiée
RDC,1 étage	1429.46	45*50	0.225	0.100	
Etage 2,3	879.64	40*45	0.18	0.062	
Etage 4,5,6	564.53	35x40	0.14	0.039	

Tableau II. 21: Vérification des poteaux à la compression simple.

• Vérification du critère de stabilité de forme

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I :Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

• Vérification du poteau du sous sol

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.4 = 2.38m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.250m^2 .$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.2 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 \times 10^{-3}}{0.250}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.35}{0.144} = 16.52 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.52}{35}\right)^2} = 0.813$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2049.4 \times 10^{-3}}{0.813 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.114 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.230 m^2$$

0.230 > 0.114 donc le poteau ne risque pas de flamber.

• Vérification de l'effort normale réduite

$$N_u / (B \times f_{c28}) \leq 0.30$$

Pour le sous-sol :

$$(2049.4 \times 10^{-3} / 6.875) = 0.32 \geq 0.30 \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc il faut redimensionner les sections des poteaux.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poteau	Sous-sol	RDC	Etage 1,	Etage 2 3	Etage 4,5,6
Nu(KN)	2049.4	1429.46	1429.46	879.64	564.53
Badp(m ²)	0.250	0.225	0.225	0.18	0.14
<i>l</i> ₀ (m)	3.4	4.08	3.06	3.06	3.06
<i>l</i> _f (m)	2.38	2.85	2.142	2.142	2.142
<i>I</i> × 10 ⁻³ (m ⁴)	5.2	4.68	4.68	3.03	1.86
<i>i</i> (m)	0.144	0.144	0.144	0.129	0.115
λ	16.52	19.79	14.87	16.6	18.62
α	0.813	0.798	0.820	0.813	0.804

B_{rcal} (m ²)	0.114	0.081	0.079	0.049	0.031
B_{radp} (m ²)	0.230	0.206	0.206	0.163	0.125
Observation $B_{radp} > B_{rcal}$	vérifier	vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier
L'effort réduit	0.32	0.24	0.24	0.21	0.18
observation	Non vérifier	vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier

Tableau II. 22: Vérification des poteaux au flambement et l'effort réduit .

II.5 Conclusion

Les dimensions retenues pour tous les poteaux de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont données dans le tableau suivant :

Etages	Sous sol	RDC,1 étage	2,3 étage	4,5,6 étage
Section(b × h) cm ²	55x55	45x50	40x45	35x40

Tableau II. 23: Sections des poteaux adoptées.

III.1 Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère.

III.2 Etude des plancher

III.2.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles de corps creux et d'une dalle de compression.

III.2.1.1 Méthodes de calcul des planchers :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations(Q) on applique deux méthodes qui sont :

-La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.

La fissuration est peu nuisible.

• Principe de la méthode forfaitaire

Soit une poutre continue soumise à un une charge p

- Les moments fléchissant

1. En travée

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considérer.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

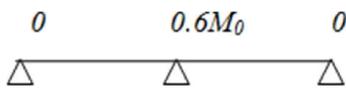
2. En appuis

- En appuis de rive

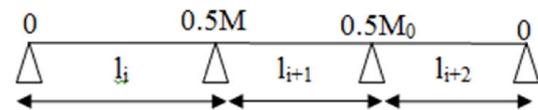
les moments sont nuls, cependant on les ferraille avec des aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0.15M_0)$

- En appuis intermédiaires

- Cas de 02 travées



- Cas de 03 travées



- Cas de plus de 03 travées

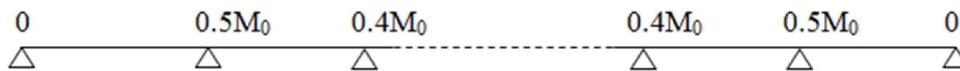


FIGURE III. 1 : calcul des moments en appuis

Ces moments sont de l'ordre $(-0.5M_0)$ pour les appuis voisins de l'appui de rive et $(-0.4M_0)$ pour les autres appuis intermédiaires.

- Les efforts tranchants

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 %

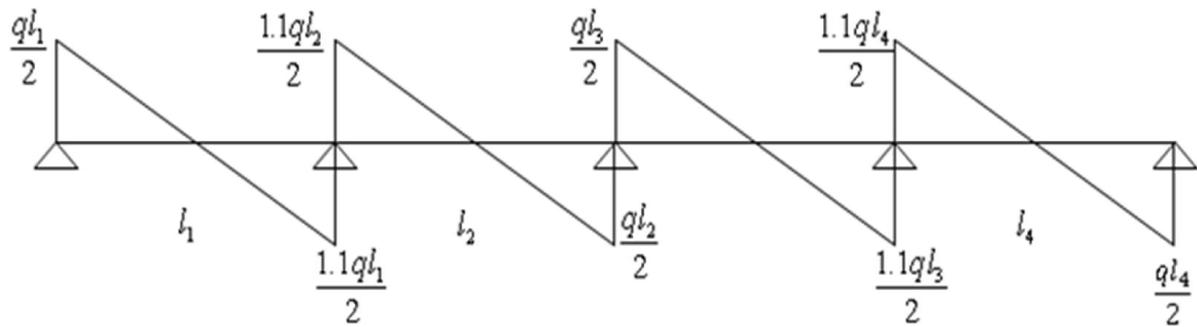


FIGURE III. 2 : diagramme des efforts tranchant

-Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > \min(2G; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées (méthode de Caquot minorée) si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• Principe de la méthode Caquot

Cette méthode est basée sur la méthode des trios moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives

- Calcul des moments

1. En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

2. En travées :

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- Evaluation des efforts tranchants

$$V = dM(x)/dx \Rightarrow \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}.$$

pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.2 Etude des poutrelles

1-Calcul des charges revenant aux poutrelles

- Calcul à L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec $b = 0.65\text{m}$

$$p_u = b \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

- Calcul à L'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$p_s = b \times (G + Q)$$

Les charges revenant aux poutrelles sont données dans le tableau suivant pour l'application de la méthode forfaitaire :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.62	1.00	9.087	5.90	6.62	4.303
Terrasse accessible	5.52	1.50	9.702	6.306	7.020	4.563
Plancher des étages courants RDC	5.16	1.50	9.216	5.990	6.660	4.329
sous -sol	5.16	5	14.466	9.403	10.160	6.604

Tableau III. 1 : **Chargement sur les poutrelles.**

Les charges revenant aux poutrelles sont données dans le tableau suivant pour l'application de la méthode de Caquot : $G' = 2/3G$ (méthode de Caquot minorée)

Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	3.74	1.00	6.549	4.256	4.74	3.081
Terrasse accessible	5.52	1.50	9.702	6.306	7.020	4.563
étages courants RDC	3.44	1.50	6.894	4.481	4.94	3.211
sous -sol	3.44	5	12.144	7.893	8.44	5.486

Tableau III. 2: **Chargement minoré sur les poutrelles.**

1- Les différents types des poutrelles

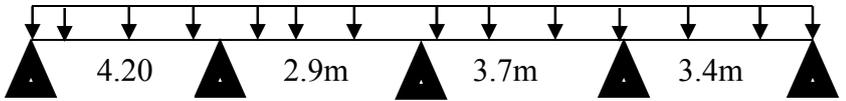
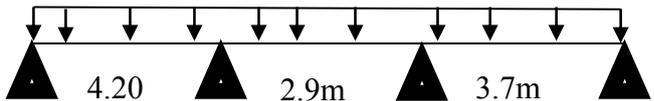
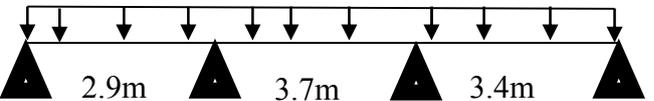
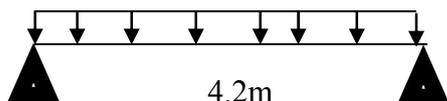
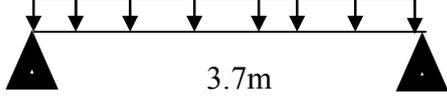
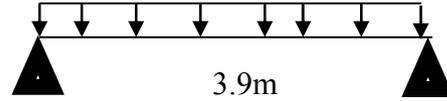
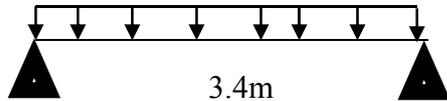
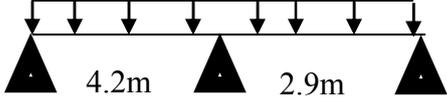
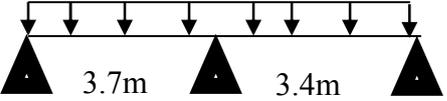
Niveau	Type	Schéma statique
Sous sol+ Etage 1 à 6 +RDC	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	
	7	
	8	
	9	

Tableau III. 3 : Types des poutrelles

III.2.1.3 Etude du plancher étage courant

1-Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 8

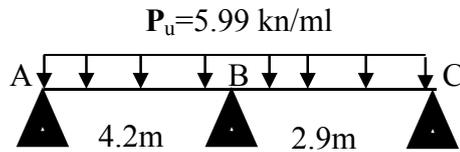


FIGURE III. 3 : Schéma statique de la poutrelle type 8

- $0.8 < (4.20 / 2.90) = 1.12 < 0.125$ non Vérifiée.
- $Q < 2 \times G$ Vérifiée.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, On applique la méthode de Caquot minoré .

$G = 3.44 \text{ kn/m}^2$

$P_u = 4.481 \text{ kn/ml}$

$P_s = 3.211 \text{ kn/ml}$

• **Moments aux appuis**

$M_a = M_c = 0$ mais le BAEL exige de mettre une section d'acier de fissuration pour équilibrer un moment fictif, $M = -0.15m_0$

$M_0 = \max (m_0^1, m_0^2)$

• **Calcul a L' ELU**

$m_0^1 = p_u \cdot l^2 / 8 = 9.88 \text{ kn.m}$

$m_0^2 = p_u \cdot l^2 / 8 = 4.71 \text{ kn.m}$

• **calcul a l'ELS**

$m_0^1 = p_s \cdot l^2 / 8 = 7.08 \text{ kn.m}$

$m_0^2 = p_s \cdot l^2 / 8 = 3.37 \text{ kn.m}$

d'ou $M_a^u = M_c^u = -1.48 \text{ kn.m}$
 $M_a^s = M_c^s = -1.06 \text{ kn.m}$

• **Appui B**

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$M_B = -(4.481 \cdot 4.2^3 + 4.481 \cdot 2.9^3) / (8.5 \cdot (4.2 + 2.9)) = -7.31 \text{ kn.m} \dots \dots \dots \text{(ELU)}$

$M_B = -(3.211 \cdot 4.2^3 + 3.211 \cdot 2.9^3) / (8.5 \cdot (4.2 + 2.9)) = -5.25 \text{ kn.m} \dots \dots \dots \text{(ELS)}$

• **Calcul des moments en travée**

On prend la totalité de G

$G = 5.16 \text{ kn/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$

$P_u = 5.99 \text{ kn/ml}$

$P_s = 4.329 \text{ kn/ml}$

Le moment au niveau de la travée est donné par l'expression suivante

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- **Travée (AB)**

$$X = 4.2/2 + (-7.31)/(5.99 \times 4.2) = 1.81\text{m}$$

$$M_{TAB} = 5.99 \times 1.81/2 \times (4.20 - 1.81) - 7.31 \times (1.81/4.20) = 9.80 \text{ kn.m.} \dots \text{ELU}$$

$$X = 4.2/2 + (-5.25)/(4.329 \times 4.2) = 1.81\text{m}$$

$$M_{TAB} = 4.329 \times 1.81/2 \times (4.20 - 1.81) - 5.25 \times (1.81/4.20) = 7.1 \text{ kn.m.} \dots \text{ELS}$$

- **Travée BC**

$$X = 2.9/2 + ((7.31)/(5.99 \times 2.9)) = 1.87\text{m}$$

$$M_{TAB} = 5.99 \times 1.87/2 \times (2.9 - 1.87) - 7.31 \times (1 - 1.87/2.9) = 3.17 \text{ kn.m.} \dots \text{ELU}$$

$$M_{TAB} = 4.329 \times 1.87/2 \times (2.9 - 1.87) - 5.25 \times (1 - 1.87/2.9) = -2.30 \text{ m.} \dots \text{ELS}$$

- **Evaluation des efforts tranchant**

$$V = dM(x)/dx \Rightarrow V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}.$$

- **ELU**

- **Travée AB**

$$V_A = P_U \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = (5.99 \times 4.2)/2 - (7.31/4.2) = 10.83 \text{ kn}$$

$$V_B = -P_U \times \frac{l_1}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_1} = (-5.99 \times 4.2)/2 - (7.31/4.2) = -14.31 \text{ kn}$$

- **Travée BC**

$$V_B = P_U \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = (5.99 \times 2.9)/2 + (7.31/2.9) = 11.20 \text{ kn}$$

$$V_C = -P_U \times \frac{l_2}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_2} = (-5.99 \times 2.9)/2 + (7.31/2.9) = -6.16 \text{ kn}$$

C'est la même méthode pour les autres travées.

Les résultats de sollicitation de tous les types des poutrelles dans tous les planchers sont dans

les tableaux suivant :

-Les sollicitations pour les poutrelles de sous-sol

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a \text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a \text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{travée}}$ (max) (KNm)
Type 1							
	-2.61	-12.332	15.026	22.682	-1.81	-8.57	10.592
Type 3							
	-1.711	-9.526	9.242	18.787	-1.189	-6.62	6.52
Type 2							
	-2.61	-12.332	15.026	22.682	-1.81	-6.769	10.592
Type 4							
	-2.61	//	20.734	19.746	-1.81	//	10.562
Type 5							
	-2.026	//	16.091	17.396	-1.408	//	11.301

Tableau III. 4 : Sollicitation du plancher sous-sol.

-Les sollicitations pour les poutrelles du plancher des étages courantes +RDC

	Etat limite						
	ELU				ELS		
Type de poutrelles	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{ travée}}$ (max) (KNm)	$V_{\text{ max}}$ (KN)	$M_{a\text{ rive}}$ (max) (KNm)	$M_{a\text{ inter}}$ (max) (KNm)	$M_{\text{ travée}}$ (max) (KNm)
Type 1							
	-1.482	-7.00	9.94	14.246	-1.062	-5.016	7.202
Type 2							
	-1.482	-7.00	9.94	14.246	-1.062	-5.016	7.202
Type 3							
	-0.971	-5.408	6.163	11.774	-0.695	-3.875	4.468
Type 8							

	-1.482	-7.312	9.805	10.838	-1.062	-5.24	7.105
Type 5							
	-1.150	//	10.250	11.082	-0.824	//	7.408
Type 4							
	-1.482	//	13.208	12.579	-1.062	//	9.545
Type 6							
	-1.277	//	11.388	11.681	-0.915	//	8.231

Tableau III. 5: Sollicitation du plancher étage courant+RDC.

-Les sollicitations pour les poutrelles de la terrasse inaccessible

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{a\ rive}$ (max) (KNm)	$M_{a\ inter}$ (max) (KNm)	$M_{travée}$ (max) (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{a\ rive}$ (max) (KNm)	$M_{a\ inter}$ (max) (KNm)	$M_{travée}$ (max) (KNm)
Type 2							
	-1.409	-6.66	9.908	13.99	-1.02	-4.819	7.232

Tableau III. 6: Sollicitation du plancher terrasse inaccessible

-Les sollicitations maximales

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M _{a rive} (max) (KNm)	M _{a inter} (max) (KNm)	M _{travée (max)} (KNm)	V _{max} (KN)	M _{a rive} (max) (KNm)	M _{a inter} (max) (KNm)	M _{travée} (max) (KNm)
Plancher étage courant, RDC	-1.482	-7.312	13.208	14.546	-1.062	-5.24	9.545
Plancher Sous-sol	-2.61	-12.332	20.734	22.682	-1.81	-8.57	11.301
Etage 6 (terrasse inaccessible)	-1.049	-6.66	9.908	13.99	-1.02	-4.819	7.232

Tableau III. 7: Les sollicitations maximales

III.2.1.4 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

- **Calcul à l'ELU**
- **Calcul de la section d'armatures longitudinales**
- **Plancher de sous sol**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.62 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 56.34 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b_0 \times h$.

a. En travée : $M_t = 15.026 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h \Rightarrow d=18\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.026 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.326 < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.512$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.512) = 0.143 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{15.026 \times 10^3}{348 \times 0.142} \Rightarrow A_{tr} = 3.01 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.62 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.05 \text{ cm}^2$.

b. En appuis

- **Appuis intermédiaires :** $M_{appui}^{\max} = 12.332 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.332 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.268 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.398 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.151 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{12.332 \times 10^3}{348 \times 0.151} \Rightarrow A_a = 2.34 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour $A_a^{\text{inter}} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

-Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = -2.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.61 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.0567$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.0567 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.073$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.073) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.61 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte une section: $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

➤ Conclusion

Pour le ferrailage on a adopté

-En travée : $A_{tr} = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3.05 \text{ cm}^2$

-En appuis intermédiaires : $A_{a \text{ inter}} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

-En appuis de rive : $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

1) Vérification à l'effort tranchant à l'E.L.U

- **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 22.682 \text{ kN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{22.682 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.26 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Pas risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **L'espacement**

$$1) S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.20 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA.Art A.5.1.2.3}) \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$f'_{ij} = \min (f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{10(1.26 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 28.95 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Vérification à l'effort tranchant

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

- L'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (22.682 - \frac{12.332}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -1.53 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

$A_l = 3.08 > 1.53$ C'est vérifié.

- Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = 0.188 \Rightarrow 0.50 > 0.188 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{22.682 \times 10^{-3} \left(\frac{0.62-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.62 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.467 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

Avec $a \leq 0.9d = 0.162 \text{ m}$; soit $a = 16.20 \text{ cm}$

$V_u = 22.682 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.80 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

2) Vérification à l'ELS

-Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. En travée :

$M_t^{\max} = 10.592 \text{ kN.m}$

$A_{tr} = 3.05 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$

$H = 0.62 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.44 \times 10^{-4}$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

Position de l'axe neutre y :

$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$

$10 \times y^2 + [2 \times (62 - 10) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(62 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.05] = 0$

$10y^2 + 507.5y - 2479 = 0 \dots\dots\dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.48 \text{ cm}$

- **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.48^3}{3} + (62 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (62 - 10) \times 4 \times \left(4.48 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.48)^2$$

$$\Rightarrow I = 10219 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.592 \times 10^{-3}}{10219 \times 10^{-8}} \times 0.0448 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.64 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

- **En appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = -8.57 \text{KN.m} \quad A_a = 3.08 \text{cm}^2.$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (62 - 10) \times 4 + 30 \times 3.08] \times y - [(62 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.08] = 0$$

$$10y^2 + 508.4y - 2495.2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 4.50 \text{cm}$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.50^3}{3} + (62 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (62 - 10) \times 4 \times \left(4.50 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.08 \times (18 - 4.50)^2$$

$$\Rightarrow I = 10301.033 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.57 \times 10^{-3}}{10301.033 \times 10^{-8}} \times 0.045 = 3.74 \text{MPa} \quad \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service

- **Evaluation de la flèche**

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

$$1) L \leq 8m$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.032 \geq 0.057$$

BAEL91 (Article L.VI, 2)

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.016 \leq 0.009$$

On a la 2^{ème} et 3^{ème} conditions non vérifiées donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} ;$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

- Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement. $q_{jser} = 0.65 \times 2.80 = 1.82KN / m$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.16 = 3.35KN / m$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.16 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.604KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.01KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 5.54KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 10.92KN.m$$

- Propriété de la section

Position de l'axe neutre : $y = 4.48 cm$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (62-10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (62-10)4 + 15(3.05 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b-b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 40346.4 \text{ cm}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.494 \quad \dots \dots \dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.997 \quad \dots \dots \dots \text{ Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- Contraintes

$$Y=4.48 \text{ cm}; I=10219 \text{ cm}^4 \quad A=3.05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 59.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 109.94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 216.71 \text{ Mpa}$$

- Inerties fictive (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.401$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.614$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.780$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij} = 22189.48 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^c = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{ig}^c = 17532.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^c = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg}^c = 27752.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^c = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip}^c = 15068.32 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} \Rightarrow f_{ji} = 0.743 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} \Rightarrow f_{gi} = 1.732 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} \Rightarrow f_{pi} = 3.974 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = 6.474 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6.774 - 0.743 + 3.974 - 1.732 \Rightarrow \Delta f_t = 7.973 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.973 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.40 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Le tableau suivant résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages :

		M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
sol sous	Travée	15.026	0.326	0.512	0.143	3.01	1.34	1HA10+2HA12=3.05
	Appui interm	-12.33	0.268	0.398	0.151	2.34	0.21	2HA14=3.08
	Appui de rive	-2.61	0.056	0.073	0.174	0.43	0.21	1HA8=0.5
RDC	Travée	9.94	0.216	0.307	0.157	1.80	1.34	1HA10+1HA12=1.92
d'étage	Appui inter	-7.00	0.152	0.207	0.165	1.21	0.21	1HA14=1.54
Courant	Appui de rive	-1.482	0.032	0.040	0.177	0.24	0.21	1HA8=0.50
Planche terrasse	Travée	9.908	0.215	0.306	0.157	1.81	1.34	1HA10+1HA12=1.92
	Appui inter	-6.660	0.144	0.196	0.165	1.160	0.21	1HA8+1HA10=1.29
	Appui de rive	-1.409	0.030	0.038	0.177	0.22	0.21	1HA8=0.50

Tableau III. 8: Résumé les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles.

Vérifications des contraintes à E.L.S

Etat limite de compression de béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M _t (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	M _A (KN .m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	
Sous sol	110.59	4.48	10219	4.64	-8.57	4.50	10301.03	3.74	Vérifiée
Plancher RDC+1..5	7.202	3.66	6936.2	3.80	-5.016	3.35	5739.51	2.92	
Plancher terrasse inaccessible	7.232	3.66	6936.2	3.81	-4.819	3.14	4923.7	3.07	

Tableau III. 9 : Vérification des états limitent de compression du béton.

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

Planchers	Etage courant+RDC	Terrasse
q_{jser} (KN/m)	1.82	1.82
q_{gser} (KN/m)	3.35	3.653
q_{pser} (KN/m)	4.329	4.303
M_{jser} (KN.m)	3.01	3.01
M_{gser} (KN.m)	5.54	6.041
M_{pser} (KN.m)	7.15	7.11
I_0 (Cm ⁴)	39245.51	39245.51
ρ	0.0106	0.0106
λ_v	1.59	1.59
λ_i	3.98	3.98

σ_{sj} (Mpa)	95.56	93.34
σ_{sg} (Mpa)	175.51	187.33
σ_{sp} (Mpa)	226.52	220.48
μ_j	0.401	0.393
μ_g	0.614	0.634
μ_p	0.686	0.678
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	16629.58	16836.07
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	12535.88	12252.66
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	11572.87	11672.16
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	21844.32	21498.39
f_{ji} (mm)	0.992	0.980
f_{gi} (mm)	2.423	2.703
f_{pi} (mm)	3.388	3.340
f_{gv} (m)	5.385	5.441
Δf (mm)	5.358	5.098
f_{adm} (mm)	8.40	8.40
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifier	vérifier

Tableau III. 10: Vérification des états limite de déformation.

- Les schémas des ferrillages
- Plancher sous-sol :

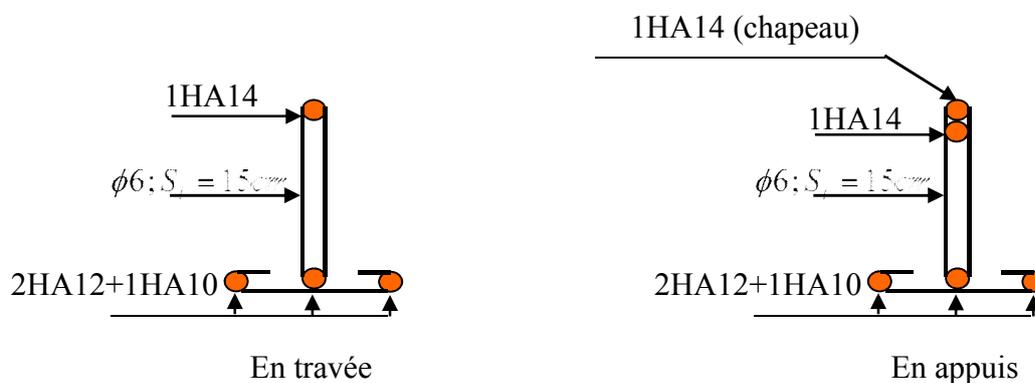


FIGURE III. 4 : ferrillage des poutrelles sous sol

- Plancher étage courant et RDC

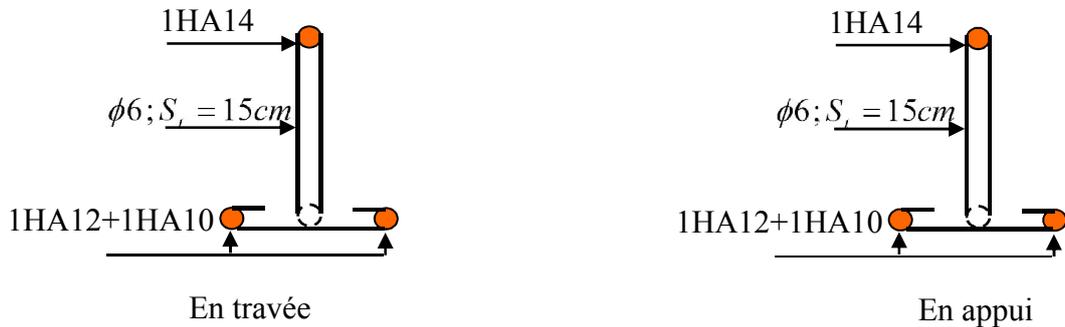


FIGURE III. 5: ferrailage des poutrelles RDC et étage courant

- Plancher terrasse inaccessible

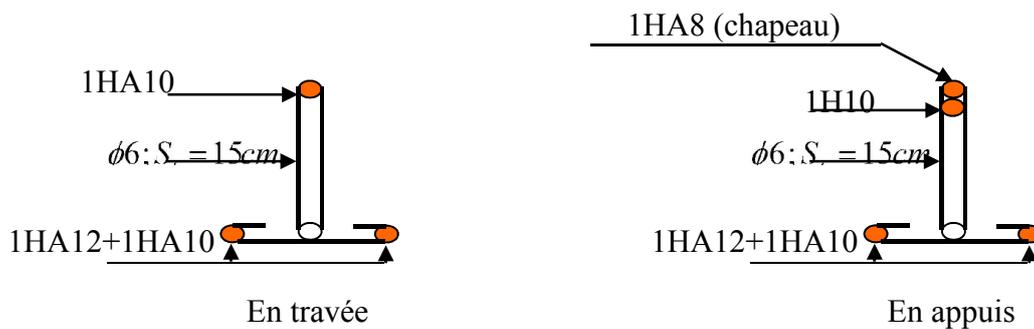


FIGURE III. 6 : ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible

III.2.1.5 Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL (B.6B8 ,423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux nervures

On utilise un treillis soude HA nuance $f_e=400$ MPA

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.62}{400} = 0.62 (cm^2/ml)$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.31 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit : 5HA6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA6/ml=1.13cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm ≤ 30cm...Vérifiée.

Donc on choisit un treillis à soude TSØ6 150X150

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

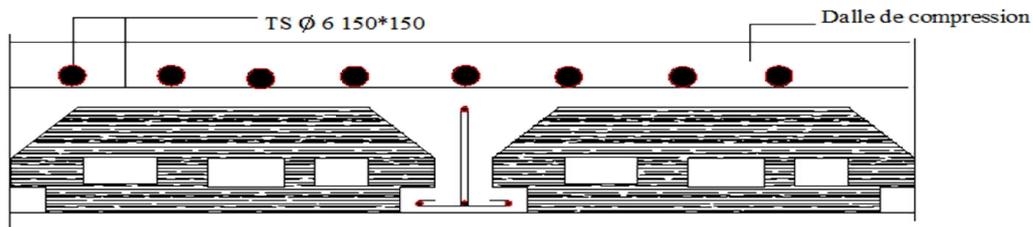


FIGURE III. 7: Ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Etude de l'acrotère terrasse accessible type1, terrasse

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

III.3.1 Hypothèse de calcul

Type 1 : terrasse accessible (dalle pleine)

-Le poids total : $W_p = 5.48 \times 1 = 5.48 \text{KN}$

-La charge due a la main courante : $Q=1\text{KN}$

-La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.8 \Rightarrow F_p = 2.3 \text{KN}$.

- **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.15cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 52.37cm$$

Acrotère	Type 1	Type 2
G	5.48 kN	3.34 kN
Q	1,00 kN	1,00 kN
S	1585 cm ²	985cm ²
CDG	X _G = 8.15cm Y _G = 52.37cm	X _G = 8.55 cm Y _G = 32.09 cm

Tableau III. 11: **Caractéristiques des acrotères.**

$$N_G = 5.48KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 2.3 \times 0.5237 \Rightarrow M_{F_p} = 1.37KN.m$$

- Combinaison d'action

Sollicitations		RPA 99	ELU	ELS
		$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N (kN)	Type 1	4.8	7.39	5.48
	Type 2	3.33	4.50	3.34
M (kN.m)	Type 1	2.37	1.5	1
	Type 2	1.11	0.9	0.60

Tableau III. 12: **Combinaison d'action de l'acrotère**

III.3.2 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

- Pour le type 1

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.5}{7.39} \Rightarrow e_1 = 0.2m; \quad \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.16m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

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

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times 1 = 2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:
$$e_2 = 1.60cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 23.60cm$$

-Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 7.39KN ; M_u = N_u \times e = 7.39 \times 0.236 \Rightarrow M_u = 1.744KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.744 + 7.39 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 2.076KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.076 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0101) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0126 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.113m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.076 \times 10^{-3}}{0.113 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.52cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.52 \times 10^{-4} - \frac{7.39 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

- **Vérification à l'E.L.U**
- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33.3$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

M_{uA}	M_{UA}	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_l (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Type1	2.076	0.0101	0.0126	0.119	0.52	0.307	1.44	$A_l=4\text{HA8}=2,01$ $A_s=4\text{HA6}=1.13$
Type2	1.212	0.0059	0.0074	0.119	0.29	0.16	1.44	$A_l=4\text{HA8}=2,01$ $A_s=4\text{HA6}=1.13$

Tableau III. 13: Ferrailage de l'acrotère.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.5 (2.63+1) \Rightarrow V_u = 5.445 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{5.445 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.0453 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence :** $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ **(RPA (Article. A.6.1, 3))**

ζ_{se} : coefficient d'adhérence.

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 5.445 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \rightarrow \zeta_{es} = 0.501 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \textbf{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$d = 0.12 \text{ m}; N_{ser} = 5.48 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 1 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :** $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / I$; $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I$;

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_t 28} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre** : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} \Rightarrow e_1 = (1/5.48) \Rightarrow e_1 = 0.182 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.182 - 0.075 \Rightarrow c = -0.107 \text{ m.}$$

$$c = -0.107 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.107)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.107}{1} \Rightarrow P = -0.0302 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.107)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.107)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0033 \text{ m}^3$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 0.15$$

$$0 < Y_c - 0.107 < h = 0.15$$

$$-0.107 < Y_c < h = 0.15 - 0.107$$

$$-0.107 < Y_c < 0.043$$

$$Y_c = -0.105 \text{ m}$$

$$Y = -0.105 + 0.182 = 0.077 \text{ m}$$

$$Y = 7.7 \text{ cm}$$

Donc on choisit $Y_c = 13.68 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 4.58 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.00283 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.48 \times 10^{-3}}{2.83 \times 10^{-3}} \times 0.077 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.149 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.48 \times 10^{-3}}{2.83 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.077) \Rightarrow \sigma_s = 1.248 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- **Schéma de ferrailage de l'acrotère**

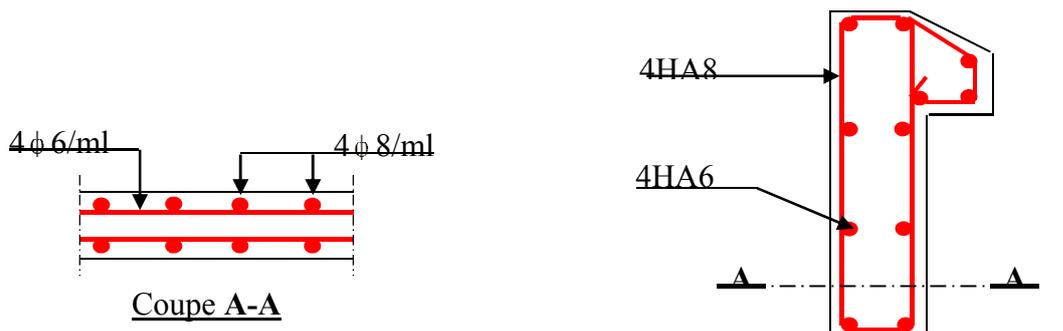


FIGURE III. 8: Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01 et 02

III.4 Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

-Fissuration préjudiciable.

III.4.1 Dalles pleines sur trois appuis

- Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

- Balcon dalle sur trois appuis

On a $L_x=1.40m$; $L_y=2,65m$; $e=14$ cm

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

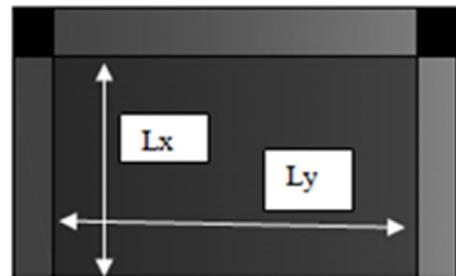


FIGURE III. 9 : dalle sur trois appuis

$$\rho = \frac{1,4}{2,65} = 0,52 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,65}{2} = 1,32m < L_x = 1,40m$$

Donc :

$$M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24}$$

$$\text{On a : } G_b = 4,86 \text{ KN/m}^2$$

$$G_g = 1,35 \times (22 \times 1 \times 1 \times 1,2) = 3,56 \text{ kn}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,86 + 1,5 \times 3,5 = 11,81 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 4,86 + 3,5 = 8,36 \text{ KN/m}^2$$

✚ PÉLU :

$$M_0^y = \frac{11,81 \times 2,65^2}{8} (1,40 - 1,32) + \frac{11,81 \times 2,65^3}{48} = 12,90 \text{ KNm}$$

$$M_0^x = \frac{11,81 \times 2,65^3}{24} = 9,15 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$M_{ax} = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 9,15 = 7,77 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 12,9 = 10,90 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -2,74 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -2,74 \text{ KNm}$$

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 11 - \left(\frac{1,2 + 1,2}{2} \right) = 10,8 \text{ cm}$$

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Travée	x-x	7,77	0,037	0,048	0,117	1,90	4HA12=4,52cm ²
	y-y	10,90	0,065	0,085	0,104	3	4HA12=4,52cm ²
Appui	x-x	2,74	0,013	0,016	0,119	0,66	4HA8=2,01cm ²
	y-y						

Tableau III. 14: les résultats de ferrailage du balcon sur trois appuis

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.38 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$.

$$V_U = \frac{P_U \times L_X}{2} + g = \frac{11.81 \times 1.4}{2} + 3.56 = 11.82 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.098 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

b. Vérification à l'E.L.S

- **État limite de compression du béton**

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

$$\begin{cases} M_{0x} = 6.48 \text{KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 5.5 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 9.11 \text{KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 7.74 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Travée // L_x :

- **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

On trouve : y = 0,034 m

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.034^3 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.12 - 0.034)^2$$

$$I = 60348 \text{cm}^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.50 \times 10^{-3} \times 0.034}{6034.88 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.4 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 MPa.$$

- Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.50 \times 10^{-3}}{6034.87 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.034) \Rightarrow \sigma_{st} = 117.5 MPa < 201 MPa \quad \text{c Vérifié.}$$

-Travée //à LY

-Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0.089 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 3.2 \text{ cm}$

-Calcul de I

$$I = \frac{100}{3} \times 3.2^3 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (10.8 - 3.2)^2 \Rightarrow I = 5008.39 \text{ cm}^4$$

-Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{7.74 \times 10^{-3} \times 0,032}{5008.39 \times 10^{-8}} = 4.94 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

-Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.74 \times 10^{-3}}{5008.39 \times 10^{-8}} \times (10.8 - 3.2) = 176.15 < 201 MPa \quad \text{c'est vérifiée}$$

-Etat limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Avec : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ $l_x = 1.40 \text{ cm}$

Toutes les conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appui

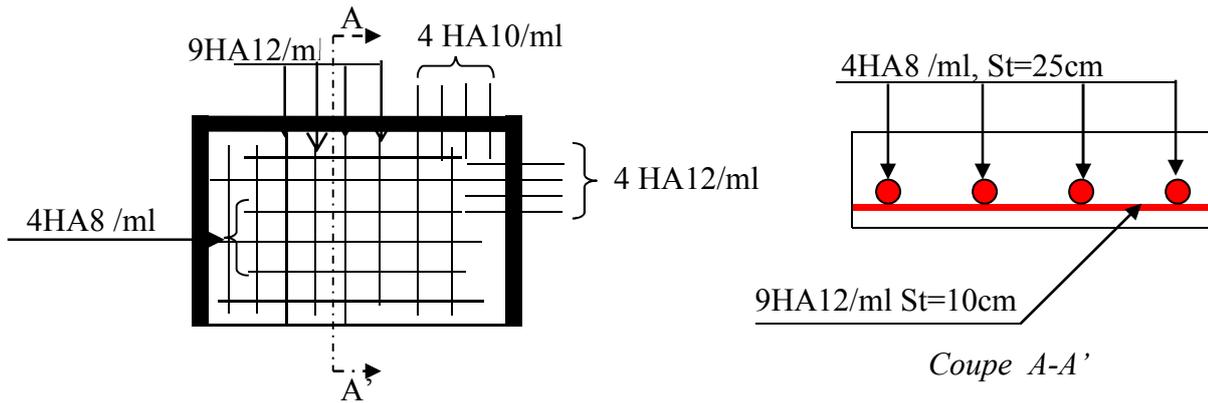


FIGURE III. 10: Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

III.4.2 Dalle pleine sur deux appuis

$L_x=1.4m$ $L_y=3.30m$

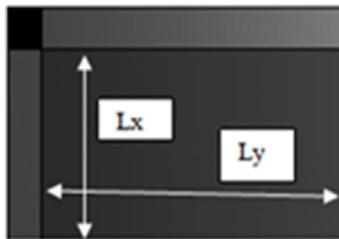


FIGURE III. 11 :dalle sur deux appuis perpendiculaire

$$\rho = \frac{1.4}{3.3} = 0.42 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

-Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G=4.86 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5\text{KN/m}^2$;

$q_u=11.811\text{KN/m}^2$; $q_s=8.36\text{KN/m}^2$

$$\rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1075 \times 11.811 \times (1.4)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.48\text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.48 \Rightarrow M_0^y = 0.62\text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.1\text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.52\text{KNm} \end{cases}$$

- **En appui :** $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.99\text{KNm}$

- **Ferrailages**

- **flexion simple**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

		M (KN.m)	Sens μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	2.1	0.01	0.012	0.119	0.5	1.44	4HA8=2.01
	y-y	0.52	0.003	0.0039	0.107	0.13	1.44	4HA8=2.01
Appui	y-y x-x	0.99	0.0048	0.006	0.119	0.23	1.44	4HA8=2.01

Tableau III. 15: Ferrailage de dalle sur 2 appuis.

- Calcul de l'espacement des armatures

// à L_y : $S_t \leq \min(2e; 25cm)$. Donc On opte : $S_t=25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(2e; 25cm)$. Donc On opte: $S_t=25cm$

- Vérifications a l'E.L.U

- la condition de non fragilité

$$e > 12 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \left\{ A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3 - 0.42}{2} \times 100 \times 14 = 1.44 cm^2 \right.$$

- l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 MPa.$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} + 3.56 = 11.56 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{11.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.090 MPa \leq \bar{\tau} = 1.25 MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

- Vérifications l'E.L.S

$$q_s = 8.36 KN$$

- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1075 \times 8.36 \times 1.4^2 \Rightarrow M_0^x = 1.76 KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.76 \Rightarrow M_0^y = 0.44 KNm \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.49 KNm \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.37 KNm \end{cases}$$

- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.70 KNm$

- **-Sens x-x**

$A_x=2.01\text{cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.4\text{cm}.$$

$$I=3239.42\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.10\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) = 66.23\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6\text{MPa} \dots \dots \text{vérifier}$$

- **Sens y-y**

$A_y=2.01\text{cm}^4$; $b=100\text{cm}$; $d=10.8\text{cm}$; $y=2.26\text{cm}$; $I=2762.29\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.32 \leq 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6\text{MPa}.$$

- **Vérification de σ_{st}**

- **Sens y-y**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.37 \times 10^{-3}}{2762.29 \times 10^{-8}} \times (0.108 - 0.022) \Rightarrow \sigma_{st} = 17.27\text{MPa} < 201.6\text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

$L=1.40$ $h=14$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Toute les conditions sont vérifier → la vérification a la flèche n'est pas nécessaire selon x

- **Schéma de ferrailage**

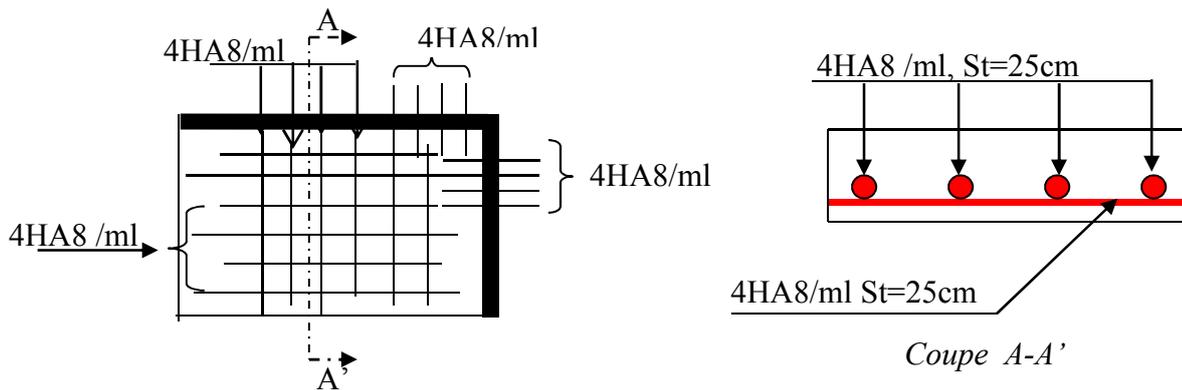


FIGURE III. 12 : Schéma du ferrailage du balcon sur deux appuis

III.4.3 Dalle plein sur 4 appuis

$L_y = 3.60m$ $L_x = 3.10m$

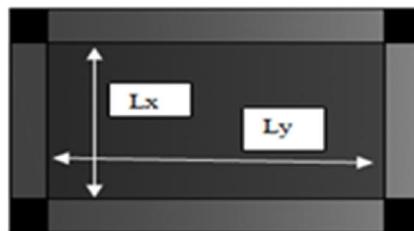


FIGURE III. 13 :dalle sur 4 appuis

$$\rho = \frac{310}{360} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens}$$

- Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	P (KN/m ²)	Les moments en (KN.m)				
		M0x	M0y	Mtx	Mty	Ma
ELU	17.70	8.43	5.94	7.16	5.04	-2.52
ELS	9.02	4.29	3.01	3.64	2.55	-1.28

Tableau III. 16: calcul des sollicitations

- **Ferrailages**

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bonde de 1 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur.

Avec : $dx = 12 \text{ cm}$ $dy = 10.8 \text{ cm}$

-Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.16	0.035	0.044	0.117	1.74	1.44	4HA12=4.52
	y-y	5.04	0.03	0.038	0.106	1.36	1.44	4HA12=4.52
Appui	y-y	-2.52	0.012	0.015	0.119	0.60	1.44	4HA8=2.01
	x-x							

Tableau III. 17: ferrailage d'une dalle pleine sur 4 appuis .

- Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(2e; 25cm)$. Donc on a opte : St=25cm

// à Lx : $S_t \leq \min(2e; 25cm)$. Donc on a opte: St=25cm

-Vérifications à l'E.L.U

- l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25MPa$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} + 3.56 = 21.26KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{21.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.17MPa \leq \bar{\tau} = 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

- **Vérifications à l'E.L.S**
- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
Travées	x-x	3.64	3.4	6034.8	2.05	15	vérifiée
	y-y	2.55	3.2	5008.39	1.62	15	

Tableau III. 18: Vérification des contraintes dans le béton.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

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

- **Etat limite de déformation**

L=310 h=14

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée → la vérification à la flèche est nécessaire
 y=3.4cm, I = 6034.8.89cm⁴; ρ = 0.0037 λ_i = ; λ_v=055 ; I₀ = 36574.133 cm⁴
 E_i=32164.2 MPA. E_v=10721.4 MPA

q _{jeq} (KN/ml)	M ^{<i>jser</i>} (KN.m)	I _{f_{ij}} (cm ⁴)	σ _{<i>sj</i>} (MPa)	μ _{<i>j</i>}	f _{<i>ji</i>} (mm)
2.275	3.75	27017.8	76.39	0	0.41
q _{geq} (KN/ml)	M ^{<i>gser</i>} (KN.m)	I _{f_{ig}} (cm ⁴)	σ _{<i>sg</i>} (MPa)	μ _{<i>g</i>}	f _{<i>gi</i>} (mm)
3.159	5.21	25969	106.31	0.0072	0.59
q _{geq} (KN/ml)	M _{gser}	I _{f_{vg}} (cm ⁴)	σ _{<i>sg</i>} (MPa)	μ _{<i>g</i>}	f _{gv}
3.159	5.21	26588.3	106.31	0.0072	1.74(mm)
q _{peq} (KN/ml)	M ^{<i>pser</i>} (KN.m)	I _{f_p} (cm ⁴)	σ _{<i>sp</i>} (MPa)	μ _{<i>p</i>}	f _{<i>pi</i>} (mm)
4.34	11.92	11479.3	182.74	0.24	2.31

Tableau III. 19: calcul de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.3 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.62 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

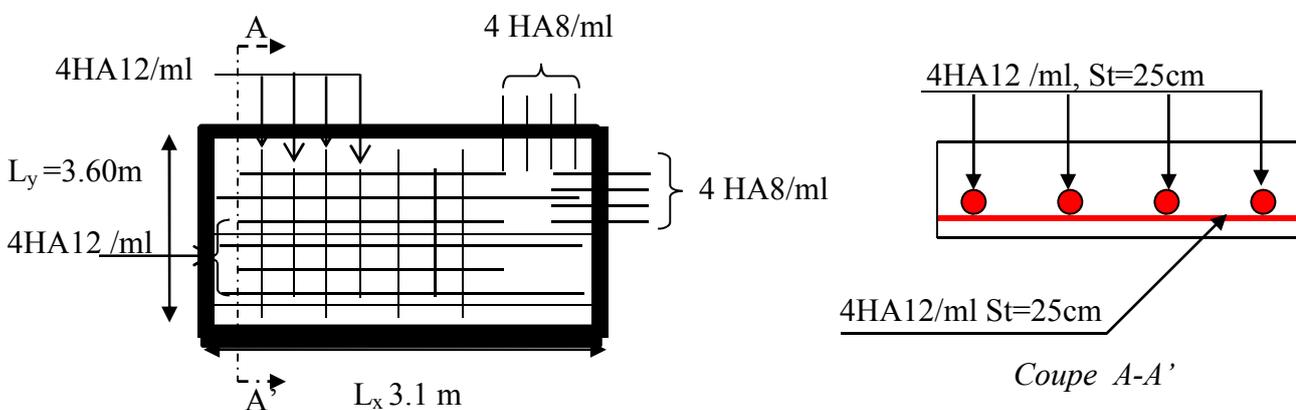


FIGURE III. 14: Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.5 Etude des escaliers

III.5.1 Etude d'escalier pour les étages courants

Schéma statique

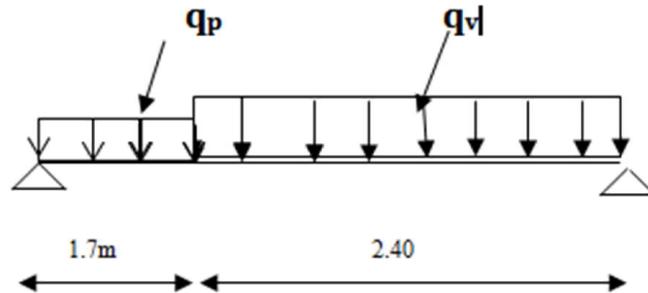


FIGURE III. 15 : Escalier des étages courants.

Combinaison d'action

-Pour la volée

$$G=9.81\text{KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.99\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.31\text{KN/m}$$

-Pour le palier

$$G=4.86 \text{ KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.36\text{KN/m}$$

-Les sollicitations

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t max (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	14.22	29.88	22.41	-14.94	29.15	-29.15
ELS	10.25	21.55	16.16	-10.77	21.01	-21.01

Tableau III. 20: Sollicitation des escaliers d'étage courant .

Le ferrillage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



b=1ml, e=18cm, d=16cm

	$M(KNm)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté}(cm^2/ml)$
En travée	22.41	0.061	0.079	0.154	4.15	1.44	4T12=4.52
En appuis	-14.94	0.041	0.052	0.156	2.74	1.44	4T10=3.14

Tableau III. 21: ferrailage des escaliers d'étage courant

- Calcul de la section des armatures transversal

- En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2 / ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml.

- En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2 / ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml.

- Espacement des barres

Armatures longitudinal: $S_t \leq \min (3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 25cm$.

Armatures transversals : $S_t \leq \min (4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 25cm$.

- Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.182MPa < \bar{\tau}_u.$ Condition vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$As > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (29.15 \times 10^{-3} - \frac{14.94 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = 0.0288cm^2 \dots$ vérifiée

- Longueur de scellement

$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \sqrt{f_{c28}})) \Rightarrow L_s = 42.32cm$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

La condition a vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sI}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 12 + 4 \times 1) 3.14 = 27.63cm.$$

$$\tau_u = \frac{29.94 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 27.63 \times 10^{-2}} \cdot 2.24 = 1.67MPa.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'E.L.S**

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucun vérification est à faire.

- **Etat limite de compression du béton** (BAEL91 Art A6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s = 4.52cm^2$, $d = 16cm$, $b = 100cm$,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	-10.77	8787.15	3.43	4.20	15	Vérifiée
Travées	16.16	11896.17	4.02	5.46	15	

Tableau III. 22: **Vérification des contraintes.**

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

BAEL91

(1) $\Rightarrow \frac{17}{135} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifié

(2) $\Rightarrow \frac{17}{135} = 0.125 > \frac{15.08}{10 \cdot 20.1} = 0.075$ condition vérifié

(3) $\Rightarrow \frac{4.52}{100 \cdot 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.105$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

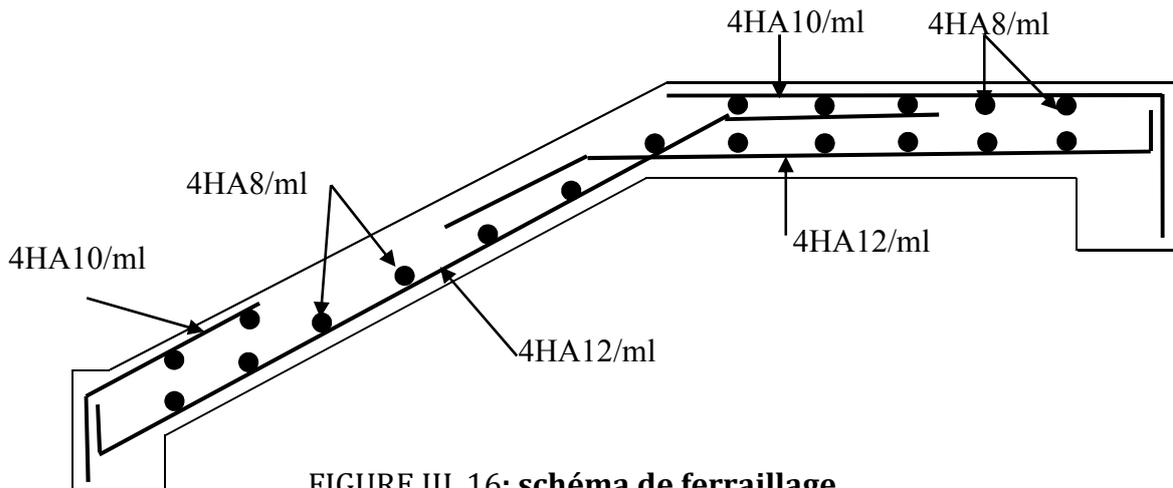


FIGURE III. 16: schéma de ferrailage

III.5.2 Etude d'escalier de RDC

- Schéma statique:

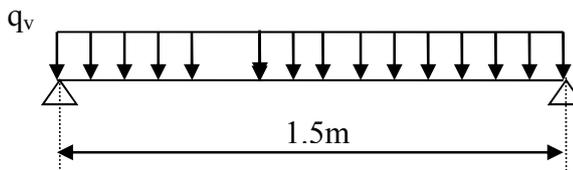


FIGURE III. 17: Schéma statique de la volée

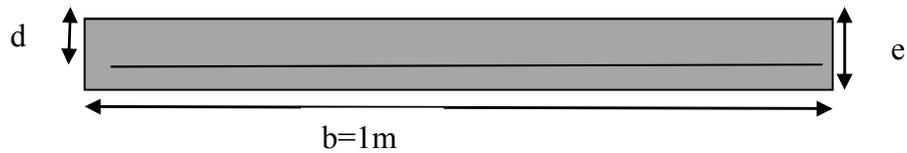
- Les sollicitations

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t max (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	15.52	6.35	4.76	-3.17	14.04	-14.04
ELS	11.22	4.59	3.44	-2.29	10.15	-10.15

Tableau III. 23: Les sollicitations dans la volée RDC.

- Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 m



$b=1\text{ml}$, $e=14\text{cm}$, $d=12\text{cm}$

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	4.76	0.023	0.029	0.118	1.15	1.44	4T8=2.01
En appuis	3.17	0.013	0.019	0.117	0.81	1.44	4T8=2.01

Tableau III. 24: Ferrailage de la volée RDC.

- **Calcul de la section des armatures transversal**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 25\text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times e; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 25\text{cm}$

- **Vérfications à l'E.L.U**

- **Vérfication de l'effort tranchant**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = 0.117\text{MPa} < \bar{\tau}_u$. Condition vérifiée.

- **Vérfication des armatures longitudinales au cisaillement**

$A_s = 2.01 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.31\text{cm}^2$... vérifiée

- **Longueur de scellement**

$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 28.21\text{cm}$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- **Vérfication de la contrainte d'adhérence :**

La condition à vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sI}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 0.8 + 4 \times 0.8) 3.14 = 20.09cm.$$

$$\tau_u = \frac{14.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 20.09 \times 10^{-2}} = 0.64MPa.$$

$$\tau_u = 0.64 \leq \bar{\tau}_u = 2.83 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S

- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s=2.01cm^2$, $d = 12cm$, $b=100cm$,

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Appuis	-2.29	3363.84	2.4	1.63	15	Vérifiée
Travées	3.44	3363.84	2.4	2.45	15	

Tableau III. 25: Vérification des contraintes.

- Vérification de l'état limite de déformation

Avec : $A_s= 2.01 cm^2$ $l=135cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) ==>> $\frac{17}{135} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifié

(2) ==>> $\frac{17}{135} = 0.125 > \frac{3.44}{10 \times 4.59} = 0.074$ condition vérifié

(3) ==>> $\frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < \frac{4.2}{400} = 0.105$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées =>l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferrailage**

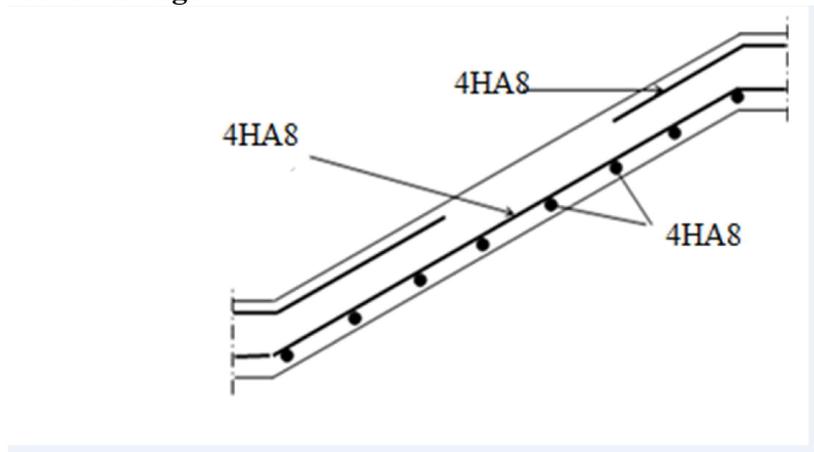


FIGURE III. 18 :schéma de ferrailage de la volée

III.5.3 Etudes escalier de sous sol

1) Etude des escaliers de secours :

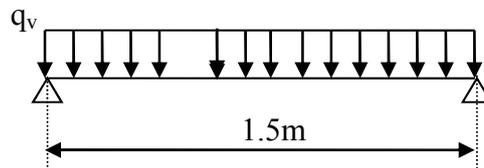


FIGURE III. 19: Schéma statique de la Volée 01

a.1 volée 01

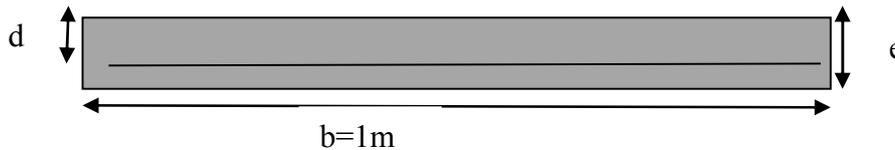
-Les sollicitations

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t max (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	15.52	6.35	4.76	-3.17	14.04	-14.04
ELS	11.22	4.59	3.44	-2.29	10.15	-10.15

Tableau III. 26: Les sollicitations dans la volée RDC.

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



$b=1ml$, $e=18cm$, $d=16cm$

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	4.76	0.023	0.029	0.118	1.15	1.44	4T8=2.01
En appuis	3.17	0.013	0.019	0.117	0.81	1.44	4T8=2.01

Tableau III. 27: Ferraillage de la volée RDC.

- **Calcul de la section des armatures transversal**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm \Rightarrow S_t \leq 33$ cm on choisit $S_t=25cm$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times e; 45)cm \Rightarrow S_t \leq 45$ cm on choisit $S_t=25cm$

- **Vérfications à l'E.L.U**

- **Vérfication de l'effort tranchant**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = 0.117MPa < \tau_u.$ Condition vérifiée.

- **Vérfication des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s = 2.01 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.31 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

- **Longueur de scellement**

$$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 28.21 \text{ cm}$$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

La condition à vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d} \sum \frac{A_{s_i}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 0.8 + 4 \times 0.8) 3.14 = 20.09 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{14.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 20.09 \times 10^{-2}} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A4.5.3)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A6.5.1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s=2.01\text{cm}^2$, $d = 12\text{cm}$, $b=100\text{cm}$,

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Appuis	-2.29	3363.84	2.4	1.63	15	Vérifiée
Travées	3.44	3363.84	2.4	2.45	15	

Tableau III. 28 : Vérification des contraintes.

- Vérification de l'état limite de déformation

Avec : $A_s=2.01\text{ cm}^2$ $l=135\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) ==> $\frac{17}{135} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifié

(2) ==> $\frac{17}{135} = 0.125 > \frac{3.44}{10 * 4.59} = 0.074$ condition vérifié

(3) ==> $\frac{2.01}{100 * 12} = 0.0016 < \frac{4.2}{400} = 0.105$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées =>l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

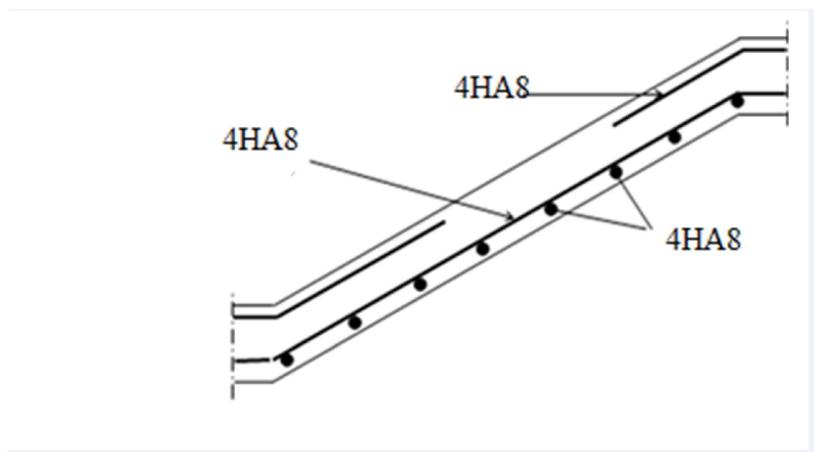


FIGURE III. 20:schéma de ferrailage de la volée

a.2 Calcul de la volée 2 et 3

Schéma statique

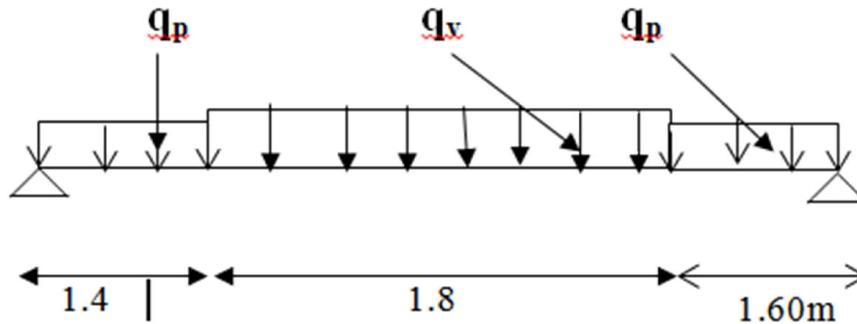


FIGURE III. 21: Schéma statique

- combinaisons

Pour la volée

$$G=9.96\text{KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 17.19\text{KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.46\text{KN} / m$$

-Pour le palier

$$G=4.86 \text{ KN/m}^2 \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31\text{KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.36\text{KN} / m$$

- Les sollicitations

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

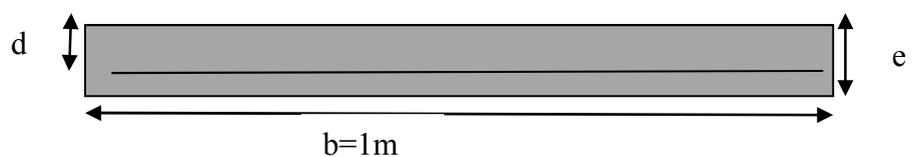
	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t $_{max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	12.89	37.12	27.84	-18.56	30.93	-30.93
ELS	8.24	23.73	17.79	11.86	17.30	-17.30

Tableau III. 29:sollicitation de calcul.

- ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml

$$d=16\text{cm}, b=100\text{cm}, e=18\text{cm}$$



Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté}(cm^2/ml)$
En travée	27.84	0.076	0.099	0.153	5.22	1.44	5T12=5.65
En appuis	18.56	0.051	0.065	0.155	3.44	1.44	5T10=3.93

Tableau III. 30: ferrailage des escaliers.

- **Calcul de la section des armatures transversal**

- **En travée** : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml.

- **En appuis** : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml.

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinal: $S_t \leq \min(3 \times e; 33) cm \Rightarrow S_t \leq 33 cm$ on choisit $S_t = 20 cm$.

Armatures transversals : $S_t \leq \min(4 \times e; 45) cm \Rightarrow S_t \leq 45 cm$ on choisit $S_t = 20 cm$.

- **Vérifications à l'E.L.U**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{30.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.193 MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (30.93 \times 10^{-3} - \frac{27.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = 0.030 cm^2 \dots \text{vérifiée}$$

- **Longueur de scellement**

$$L_s = (\frac{\sigma}{4}) \times (f_e / (0.6 \times \psi \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 42.32 cm$$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- **vérification de la contrainte d'adhérence :**

La condition a vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (5 \times 1.2 + 5 \times 1) \cdot 3.14 = 34.54cm.$$

$$\tau_u = \frac{30.93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 34.54 \times 10^{-2}} \cdot 2.81 = 1.74MPa.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'E.L.S**

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A4.5.3)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucun vérification est à faire.

- **Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A6.5.1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s = 5.65cm^2$, $d = 16cm$, $b = 100cm$,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Appuis	-11.86	10603.17	3.79	4.23	15	Vérifiée
Travées	17.79	14243.03	4.42	5.52	15	

Tableau III. 31: Vérification des contraintes.

- **Vérification de l'état limite de déformation**

Avec : $A_s = 2.01 cm^2$ $l = 120cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) ==>> $\frac{17}{120} = 0.141 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifié

(2) $\Rightarrow \frac{17}{120} = 0.125 > \frac{17.79}{10 \cdot 23.73} = 0.074$ condition vérifié

(3) $\Rightarrow \frac{2.01}{100 \cdot 16} = 0.00125 < \frac{4.2}{400} = 0.105$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

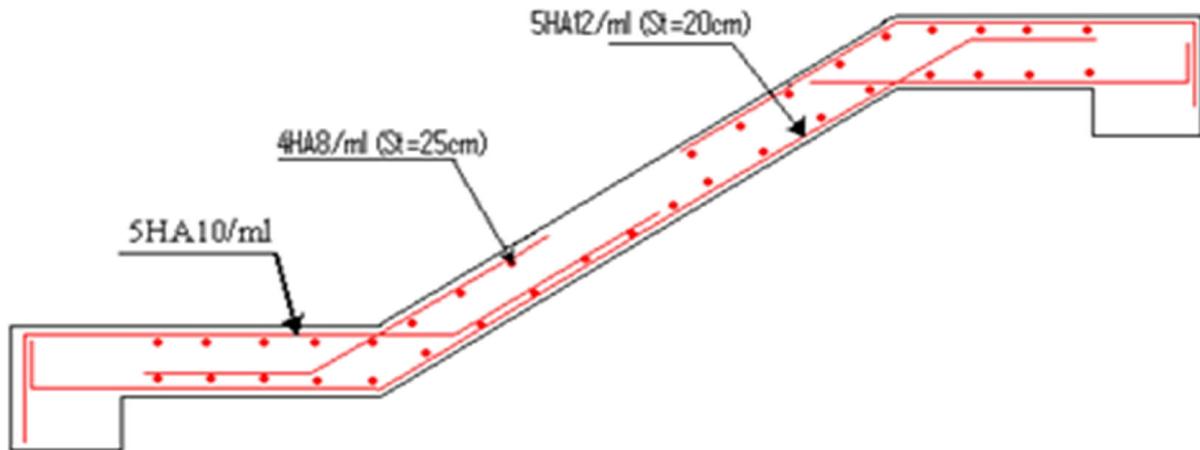


FIGURE III. 22:schéma de ferrailage d'escalier du sous sol

2) Etude escalier principal

1) Palier volée(2)

- Schéma statique d'escalier sous sol

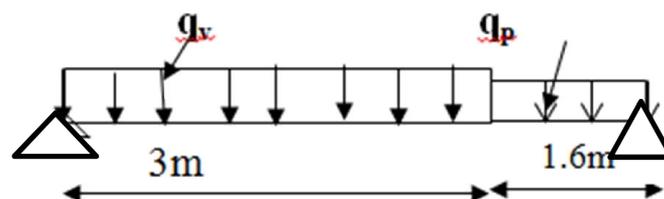


Figure III.23 : Schéma statique

- Combinaison d'action

$G=9.67\text{KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$
 ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.80\text{KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 12.17\text{KN/m}$

-Pour le palier

$G=4.86 \text{ KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31\text{KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 7.36 \text{ KN} / \text{m}$

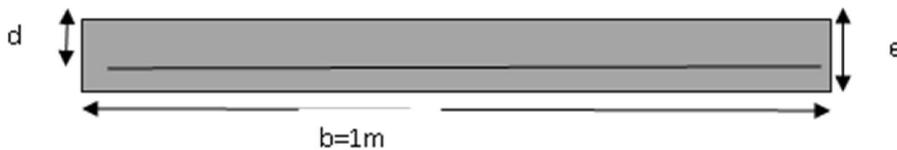
-Les sollicitations

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t $_{max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	14.54	38.47	28.84	-19.22	33.44	-33.44
ELS	10.49	27.74	20.08	-13.87	24.12	-24.12

Tableau III. 32: Sollicitation des escaliers principale du sous sol .

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur de 1 ml



$b=1\text{ml}$, $e=18\text{cm}$, $d=16\text{cm}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	28.84	0.079	0.102	0.153	5.41	1.44	5T12=5.65
En appuis	-19.22	0.018	0.023	0.158	3.49	1.44	5T10=3.93

Tableau III. 33 : ferrailage des escaliers sous sol

- Calcul de la section des armatures transversal

- En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml.

- En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml.

- Espacement des barres

Armatures longitudinal: $S_t \leq \min (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversals : $S_t \leq \min (4 \times e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{33.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.20 MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$As > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (33.44 \times 10^{-3} - \frac{19.22 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = 0.033 cm^2 \dots \text{vérifiée}$$

- Longueur de scellement

$$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 42.32 cm$$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

La condition à vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{As} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (5 \times 1.2 + 5 \times 1) \cdot 3.14 = 34.54 cm.$$

$$\tau_u = \frac{33.44 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 34.54 \times 10^{-2}} \cdot 2.81 = 1.88 MPa.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S

- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

- Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$, $d = 16 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$,

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Appuis	-13.87	10603.17	3.79	4.95	15	Vérifiée
Travées	20.08	14243.03	4.42	6.23	15	

Tableau III. 34: Vérification des contraintes.

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \text{BAEL91} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

(1) ==>> $\frac{17}{120} = 0.141 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifié

(2) ==>> $\frac{17}{135} = 0.126 > \frac{20.08}{10 \times 27.74} = 0.072$ condition vérifié

(3) ==>> $\frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.105$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées => l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

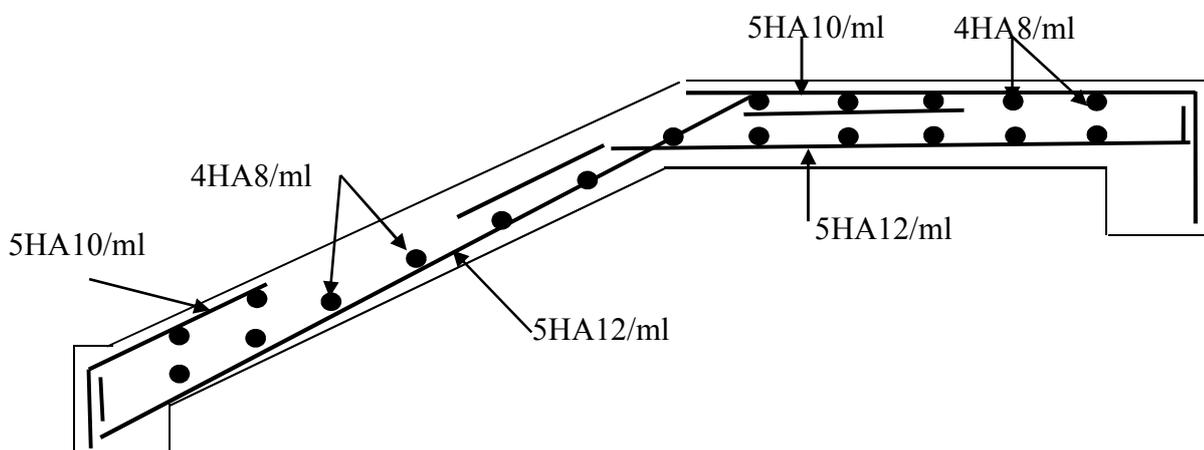


FIGURE III. 23 : schéma de ferrailage

2) volée 01

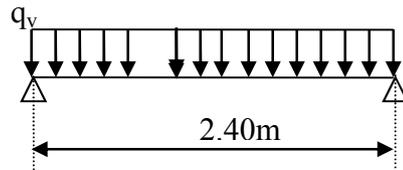


FIGURE III. 24 : Schéma statique de la Volée 01

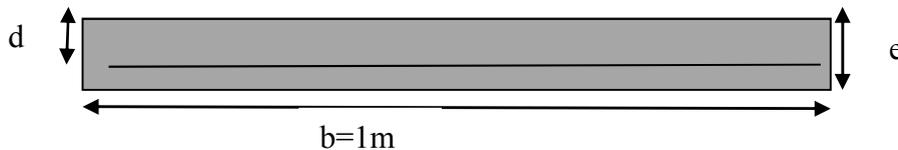
- Les sollicitations

	Q_u (KN/ml)	M_0 (KNm)	M_t $_{max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{max}$ (KNm)	VuA (KN)	VuB (KN)
ELU	16.99	12.23	9.17	-6.11	20.38	-20.38
ELS	12.31	8.86	6.64	-4.43	14.77	-14.77

Tableau III. 35 : Les sollicitations dans la volée RDC.

- Ferrailage

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



$b=1\text{ml}$, $e=18\text{cm}$, $d=16\text{cm}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	9.17	0.025	0.031	0.157	1.67	1.44	4T8=2.01
En appuis	-6.11	0.016	0.021	0.158	1.11	1.44	4T8=2.01

Tableau III. 36 : Ferrailage de la volée du RDC.

- Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Espacement des barres

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq \min(3 \times e; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ on choisit } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times e; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \text{ on choisit } S_t = 25\text{cm}$$

- Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{20.38}{b.d} = 0.79MPa < \tau_u . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_s = 2.01 > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.63cm^2 \dots \text{vérifiée}$$

- Longueur de scellement

$$L_s = (\emptyset/4) \times (f_e / (0.6 \times \psi^2 \times f_{t28})) \Rightarrow L_s = 28.21cm$$

Avec $\Psi = 1,5$ pour acier HA

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

La condition à vérifier est :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{0.9 \times d \sum U_i} \frac{A_{sl}}{A_s} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 0.8 + 4 \times 0.8) 3.14 = 20.09cm.$$

$$\tau_u = \frac{20.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times 20.09 \times 10^{-2}} = 0.7MPa.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S

- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 Art A4.5.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Etat limite de compression du béton (BAEL91 Art A6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

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

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

Avec $A_s=2.01\text{cm}^2$, $d = 16\text{cm}$, $b=100\text{cm}$,

Localisation	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Appuis	-4.43	26966.49	2.81	0.46	15	Vérifiée
Travées	6.64	26966.49	2.81	0.69	15	

Tableau III. 37: Vérification des contraintes.

- Vérification de l'état limite de déformation

Avec : $A_s=2.01\text{ cm}^2$ $l=170\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) ==>> $\frac{17}{170} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifié

(2) ==>> $\frac{17}{170} = 0.1 > \frac{6.64}{10 * 8.86} = 0.074 \dots\dots\dots$ condition vérifié

(3) ==>> $\frac{2.01}{100 * 16} = 0.0012 < \frac{4.2}{400} = 0.105 \dots\dots\dots$ condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées => l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

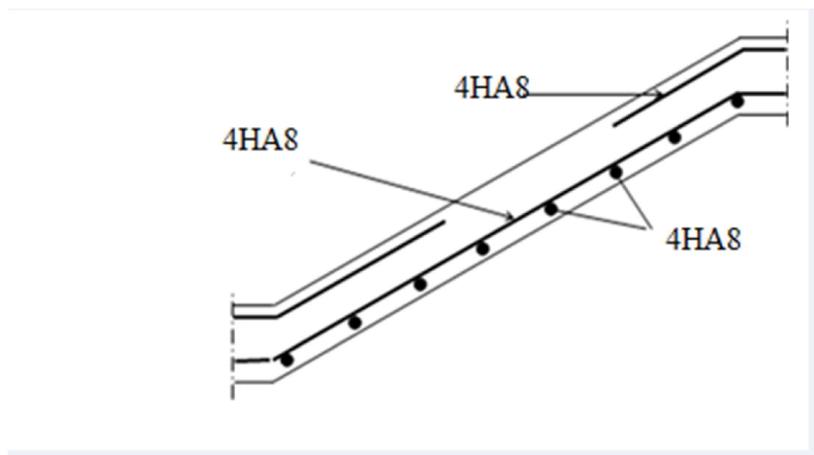


FIGURE III. 25: Schéma de ferrailage

III.5.4 Etude du palier des escaliers du RDC

Le palier sera calculé comme une dalle pleine sur deux appuis parallèle

- Schéma statique

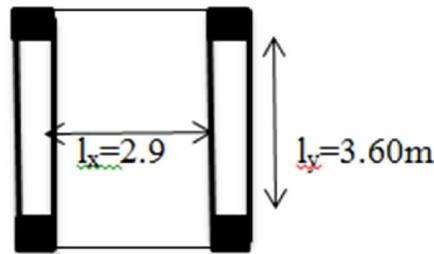


FIGURE III. 26: dalle sur 2 appui

- **Combinaison de charge**

- **Les charges**

$$G = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

- **A L'ELU**

- **Détermination de charge à l'extrémité de palliée**

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$L_x = 2.9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{290}{360} = 0,80 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0561 \times 10.31 \times (2.90)^2 \Rightarrow M_0^x = 4.86 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5959 \times 4.86 \Rightarrow M_0^y = 2.89 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **En travée :**
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.13 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.45 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **En appui :**
$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -1.65 \text{ KNm}$$

- **Calcul des sollicitations**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	P (KN/m ²)	Les moments en (KN.m)				
		M ₀ ^x	M ₀ ^y	M _t ^x	M _t ^y	M _a
ELU	10.31	4.86	2.89	4.13	2.45	-1.65
ELS	5.36	3.46	2.01	2.94	1.75	-1.38

Tableau III. 38 : calcul des sollicitations

- **Ferraillages**

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur et de 14 cm d'épaisseur.

Avec : $d_x=12\text{ cm}$ $d_y=10.8\text{ cm}$

-Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adp} (cm^2/ml)
Travée	x-x	4.13	0.02	0.025	0.118	0.99	1.44	4HA12=4.52
	y-y	2.45	0.0147	0.0186	0.107	0.65	1.44	4HA12=4.52
Appui	y-y	-1.65	0.008	0.010	0.107	0.44	1.44	4HA8=2.01
	x-x							

Tableau III. 39: ferrailage d'une dalle pleine sur 4 appuis.

- Calcul de l'espacement des armatures

// à $L_y : S_t \leq \min(2e; 25\text{cm})$. Donc on a opte : $S_t=25\text{cm}$

// à $L_x : S_t \leq \min(2e; 25\text{cm})$. Donc on a opte: $S_t=25\text{cm}$

- Vérifications à l'E.L.U

- l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 10.51\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{10.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.087\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- Vérifications l'E.L.S

- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
Travées	x-x	2.94	3.4	6034.8	1.65	15	vérifiée
	y-y	1.75	3.2	5008.39	1.11	15	

Tableau III. 40: Vérification des contraintes dans le béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures

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

- **Etat limite de déformation**

L=2.90 h=14

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée → la vérification à la flèche est nécessaire
 y=3.4cm, I = 6034.8.89cm⁴; ρ = 0.0037 λ_i = ; λ_v=055 ; I₀ = 36574.133 cm⁴
 Ei=32164.2 MPA. Ev=10721.4 MPA

q _{ieq} (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{f_{ij}} (cm ⁴)	σ _{sj} (MPa)	μ _j	f _{ji} (mm)
2.275	4.54	27017.8	76.39	0	0.41
q _{geq} (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{f_{ig}} (cm ⁴)	σ _{sg} (MPa)	μ _g	f _{gi} (mm)
3.159	5.21	25969	106.31	0.0072	0.59
	M _{gser}	I _{f_{vg}} (cm ⁴)	σ _{sg} (MPa)	μ _g	f _{gv}
	5.21	26588.3	106.31	0.0072	1.74(mm)
q _{peq} (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_p} (cm ⁴)	σ _{sp} (MPa)	μ _p	f _{pi} (mm)
4.78	7.89	13204.9	160.86	0.187	1.54

Tableau III. 41: calcul de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.58 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0.58 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée}$$

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente l'épaisseur de la dalle soit e=16cm

On trouve :

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.10 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0.58 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage**

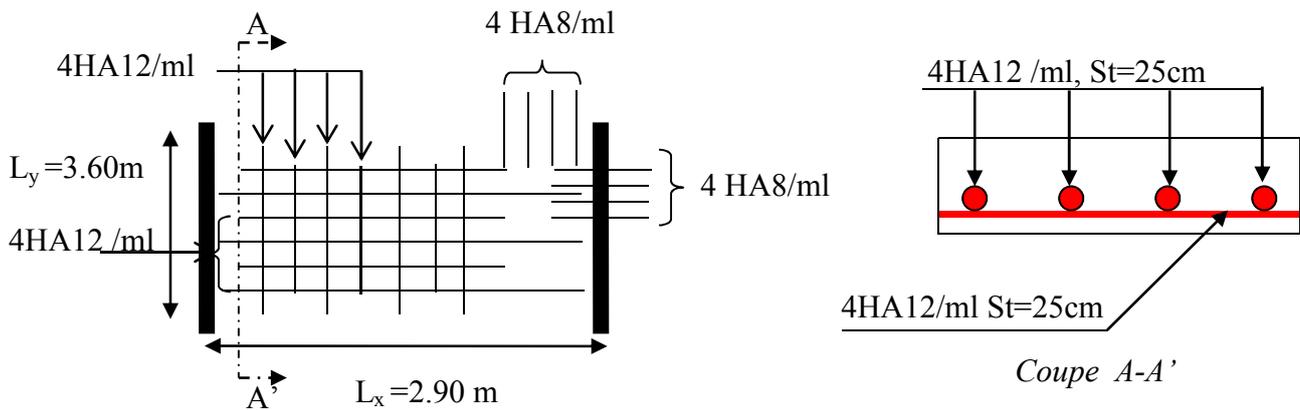


FIGURE III. 27: Schéma de ferrailage du palier de repos escalier du RDC

III.6 Etude de la poutre palière

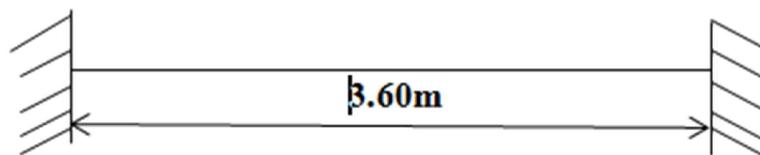


FIGURE III. 28: Schéma statique de la poutre palière.

- **Pré-dimensionnement**

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

- **Vérifications des conditions RPA**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (35 \times 35) \text{ cm}^2.$$

- **Charges revenant à la poutre palière**

- **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ KN/m}$$

- **Réaction:**

$$\text{A L'ELU: } R_A = R_b = 27.67 \text{ KN/m.}$$

$$\text{A L'ELS: } R_A = R_b = 19.90 \text{ KN/m.}$$

- **Calcul des sollicitations**

- **ELU**

$$q_u = 1.35 \times (3.06) + 27.67 = 31.80 \text{ KN/m.}$$

En travée : $M_0 = \frac{qu.l^2}{24} = 17.17 \text{ KN.m}$

En appui : $M_0 = \frac{qu.l^2}{12} = -34.34 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = 54.06 \text{ KN}$.

- L'ELS

$q_s = 3.06 + 19.9 = 22.96 \text{ KN/m}$.

-En travée : $M_0 = 12.31 \text{ m}$.

-En appui : $M_0 = -24.79 \text{ KN.m}$.

L'effort tranchant : $V_s = 39.03 \text{ KN}$

combinaison	P (KN/m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	31.8	-13.736	17.17	57.26	-57.26
ELS	22.96	-9.916	12.31	41.12	-41.12

Tableau III. 42 Sollicitations de la poutre palière

Ferraillages

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)
En appuis	-13.73	0.022	0.027	0.326	1.21
En travée	17.17	0.0111	0.0137	0.328	1.49

Tableau III. 43: Ferraillage de la poutre palière.

- Vérification

- la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Donc : $A > A_{\min}$ vérifiée en travée .

$A < A_{\min}$ vérifiée en appuis

- Vérification au cisaillement

$$\tau^- = \min(0,2 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b*d} = \frac{57.26*10^{-3}}{0.35*0.32} = 0.511 MPa < \overline{\tau}_{adm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_s \geq \left(\frac{1.15 * V}{f_e} \right) = 1.64 cm^2$$

- **Exigence du RPA**

$$A_s = 0.5\% * b * h = 6.12 cm^2 > 1.64 cm^2 \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- **A L'ELS**

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton**

La condition qu'on doit vérifiée est

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15$$

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

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2]$$

localisation	M_{ser} (KNm)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En appui	-9.916	4.9	66701.54	0.72	15	vérfiée
En travée	17.17	2.69	8312.11	10.08	15	

Tableau III. 44: **Vérification de l'état limite de compression du béton.**

- **Etat limite de déformation**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérfiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{tser}}{10M_0} = \dots\dots\dots \text{vérfiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérfiée.}$$

Donc aucune vérification à faire.

- **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$M_t = 34.34 \text{ kN.m}$

• **Ferraillage à la torsion**

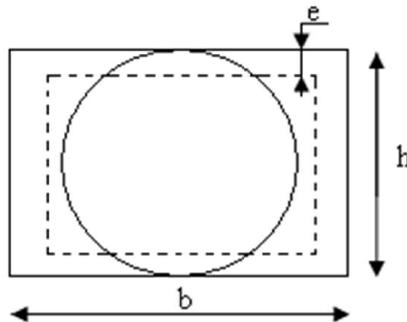


FIGURE III. 29: Section creuse équivalente

- **Armatures longitudinal**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot f_e \cdot \Omega}$$

- μ : Périmètre de Ω tel que $\mu = 2 \cdot [(b-e)+(h-e)]$
- e : épaisseur de la section creuse
- $e = \phi / 6$ Cercle qu'on peut inscrire dans la section $b \times h$ Tel que ϕ est la plus petite de la section $b \times h$
- Ω : aire de la section à mi- épaisseur de la section creuse $\Omega = (b-e) \cdot (h-e)$

$e = 5.83 \text{ cm}$

$\mu = 116.6 \text{ cm}$

$\Omega = 850.89 \text{ cm}^2$

$A^T = 6.76 \text{ cm}^2$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$\tau_t = \frac{M_t}{2 \cdot e \cdot \Omega}$ Avec Ω : aire de contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.

$\tau_t = 3.80 \text{ MPa}$

La contrainte de cisaillement due a la flexion (calculée déjà)

$\tau_u = 0.511 \text{ MPa}$

$\tau^- = \sqrt{(\tau_u^2 + \tau_t^2)} = 3.83 \text{ MPa}$ doit être $\leq \tau_{adm} = \min(0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MP}$

=> La condition n'est pas vérifiée Donc il faut redimensionner la section de la poutre.

On prend $(b \cdot h) = (35 \cdot 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 57.26 \text{ kN} \\ A^T_t = 6.24 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \tau^- = 3.00 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \text{ (vérifier)}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_T = 2.97 \text{ MPa}$$

- **Les Armatures transversales**

- **à la torsion**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \quad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^t = 0.74 \text{ cm}^2$$

- **à la flexion simple** à $s_t = 15 \text{ cm}$

$$- \text{Si } s_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

$$- A_t^f = 0.4 \cdot b \cdot s_t / f_e = 0.52 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage**

Armatures transversales

$$A_t = A_t^T + A_t^f = 0.74 + 0.52 = 1.26 \text{ cm}^2$$

- **condition de RPA**

$$A_t = 0.003 \cdot s_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \cdot 0.15 \cdot 0.35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec $A_t^{\text{RPA}} = 1.57 \text{ cm}^2$ le choit : 4HA8=2.1 (1cadre+1étrier)

- **Armatures longitudinales**

- **En appuis**

$$A_a = A^a + (A^T / 2) = 4.33 \text{ cm}^2$$

On adopt: $A_a = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **En travée**

$$A_t = A^t + (A^T / 2) = 4.61 \text{ cm}^2$$

On adopt: $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = A_a + A_t = 8.94 \text{ cm}^2$$

- **Condition de RPA**

$$A_t^{\text{min}} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 35 \cdot 40 = 7 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec $A_{\text{cal}} = 8.94 > A_t^{\text{min}}$ vérifiée

- **Espacement**

- **Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12 \Phi_l) = 10 \text{ cm}$
- On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 15\text{cm}$ -Zone
- zone nodale : $St = 5\text{cm}$

- Schéma de ferrailage

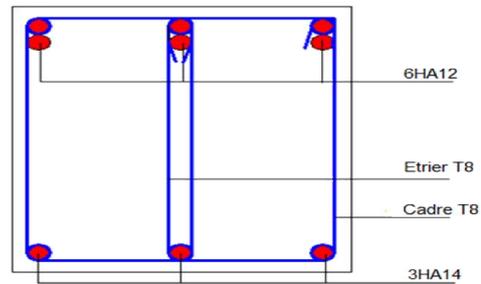
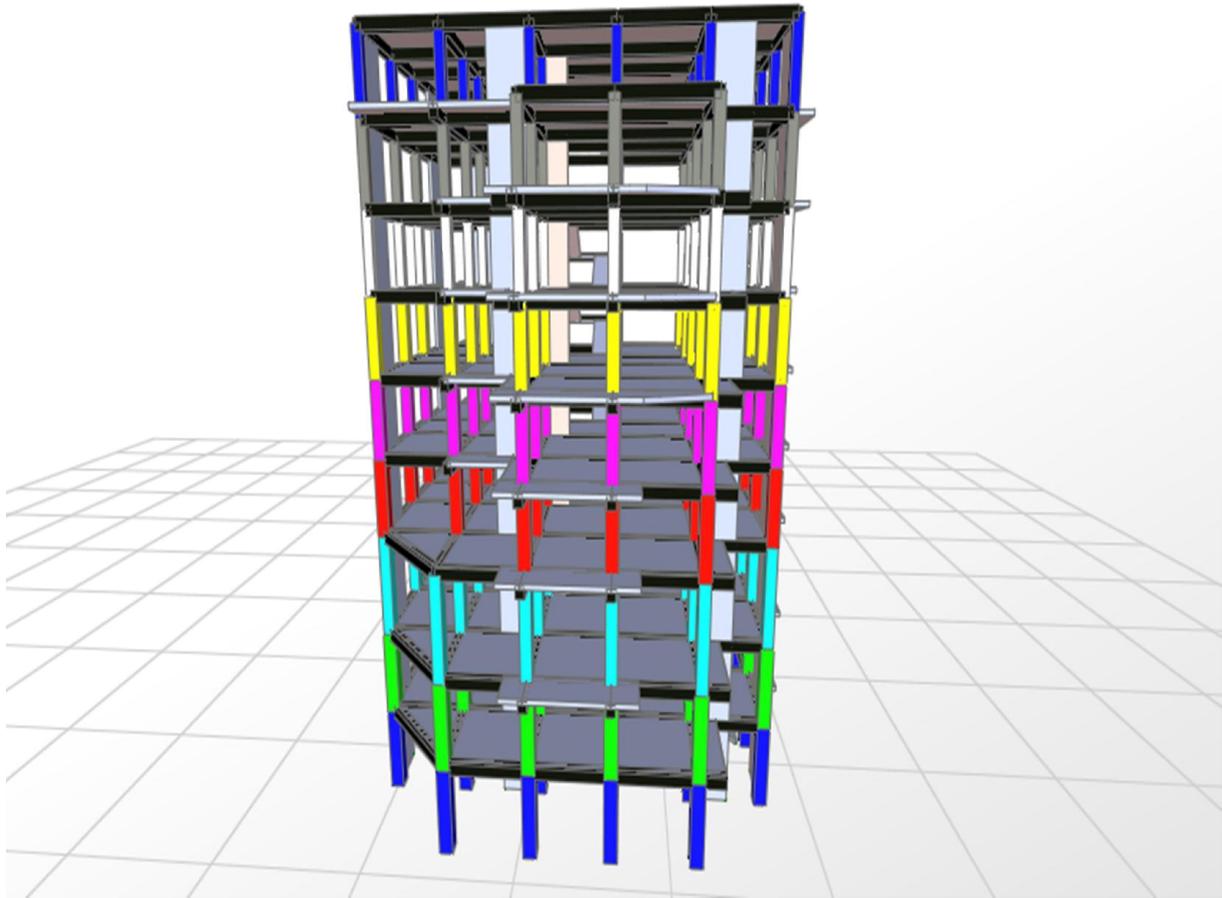


FIGURE III. 30: Schéma de ferrailage de la poutre palière.



IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14** .

IV.2 Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a- Principe : Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts 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 concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b- Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

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

c- Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa \Rightarrow A = 0,15.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte \Rightarrow R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA (Formule 4-4)**

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 (RPA 99)**.

Critère q	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

TABLEAU IV. 1: Valeurs des pénalités (Pq)

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^6 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

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 **RPA 99(tableau (4-5))** .

$\beta = 0.2$ → usage d'habitation.

$\beta = 0.6$ → usage commercial

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

W=34858.328 KN

d- Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1) $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ **RPA 99 (Art .4.2.4)**

2) $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ **RPA99 (Formule 4-7)**

Avec : $T = \min(T_1; T_2)$

$h_N = 29.24\text{m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

RPA99 (tableau 4.6)

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

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_1 = 0.62\text{s}$.

$$\text{Sens(x): } D' = 21.90\text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.56\text{s}$$

$$\text{Sens(y): } D' = 17.7\text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.62\text{s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \min(0.62; 0.56) = 0.72\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.62; 0.62) = 0.80\text{s} \end{cases}$$

- **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} \\ T_2 = 0,5\text{s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0\text{s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

RPA 99 (Art 4.3.3)

$$T_2 < T_y < 3,0\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

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

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable → $\xi = 7\%$.

RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles → $\xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒ $\begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

D'ou : $D_x = 1.89$; $D_y = 1.76$

$$\text{Sens(x): } V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.89 \times 1.2}{5} \times 34858.328 \Rightarrow V_{st,x} = 2371.76\text{KN}$$

$$\text{Sens}(y): V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.2}{5} \times 34858.328 \Rightarrow V_{st,y} = 2208.62 \text{ KN}$$

IV.2.2 Les méthodes dynamiques

a- Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a-1. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

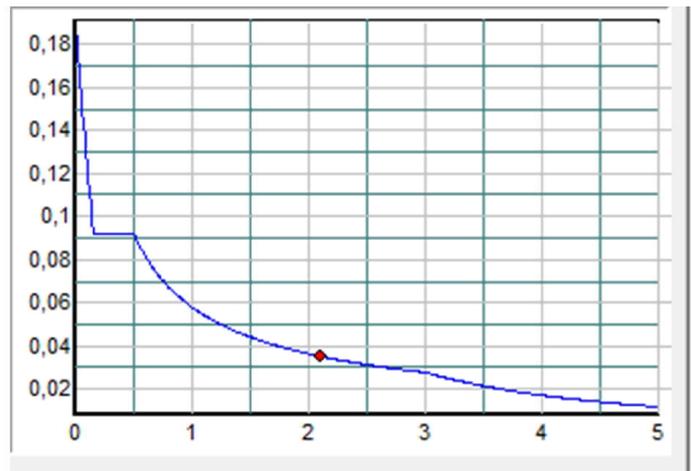


FIGURE IV. 1: Spectre de calcul.

a-2. 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.
- 4- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.3 Description du logiciel SAP 2000 .14

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4 Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

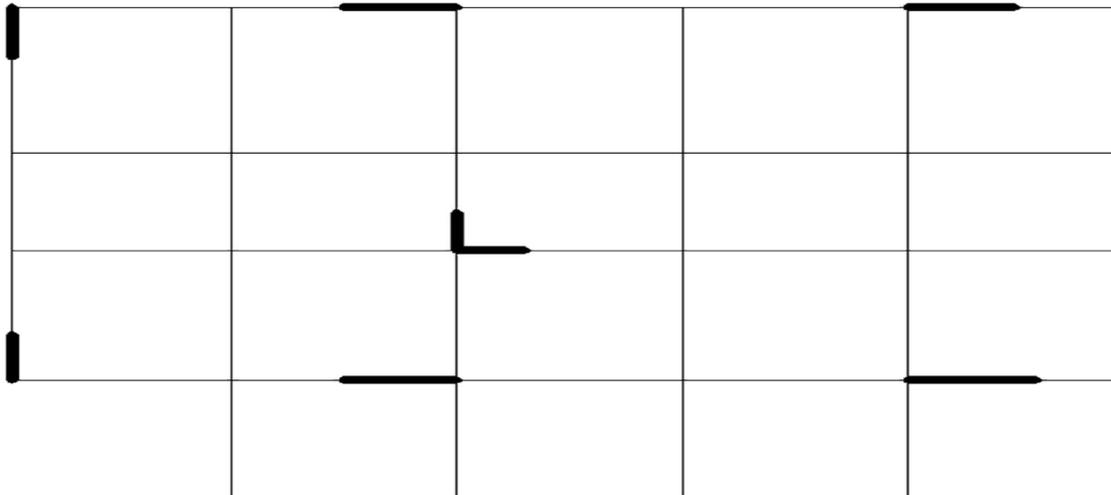


FIGURE IV. 2 : schéma de la disposition des voiles

IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14

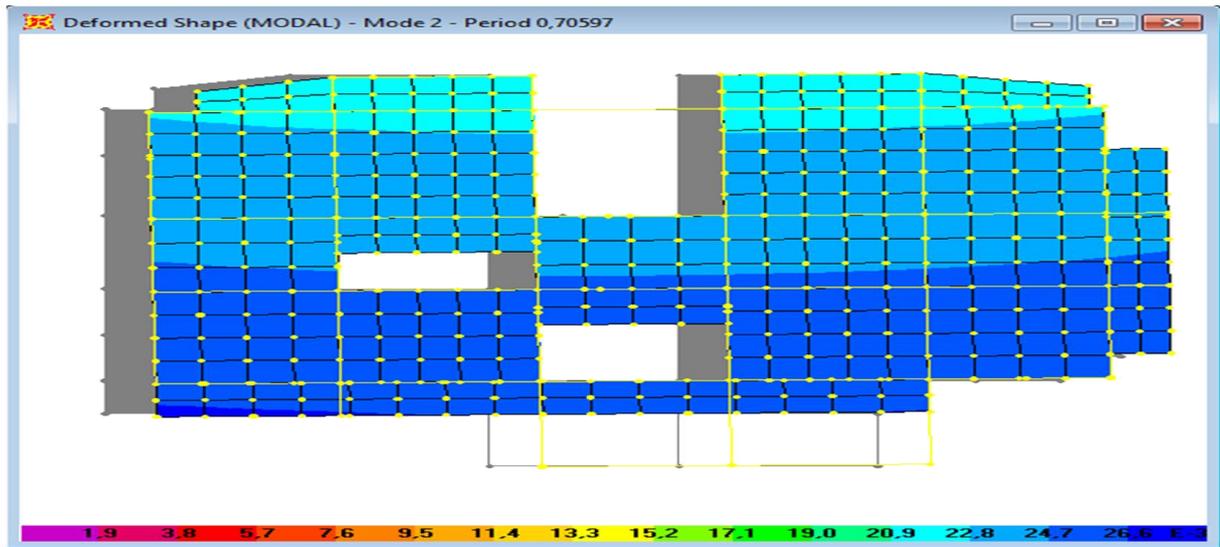
IV.5.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la période de vibration et la participation massique pour chaque mode.

mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,735775	0,00012	0,74956	0,00012	0,74956
2	0,705971	0,75941	0,00002875	0,75952	0,74958
3	0,603936	0,00673	0,00685	0,76625	0,75644
4	0,223611	0,00027	0,1003	0,76652	0,85674
5	0,212914	0,0931	0,0007	0,85962	0,85745
6	0,179921	0,00096	0,00063	0,86058	0,85807
7	0,136738	1,041E-07	1,281E-07	0,86058	0,85807
8	0,129934	6,508E-08	1,526E-08	0,86058	0,85807
9	0,110141	0,00355	0,03843	0,86413	0,8965
10	0,109422	0,00000303	0,000007199	0,86413	0,89651
11	0,10645	0,03694	0,00437	0,90107	0,90088
12	0,088818	0,00035	0,00037	0,90142	0,90125
13	0,078586	0,000000873	2,572E-10	0,90142	0,90125
14	0,07458	0,000002529	0,00043	0,90142	0,90169
15	0,073688	0,000001132	0,00029	0,90143	0,90197

Tableau IV. 2 : Période et taux de participation massique

- Schématisation des modes de vibration :



- premier mode de vibration (translation suivant l'axe X), $T=0.70$ s

Figure IV. 3 : mode de vibration dans le sens X-X

- Deuxieme mode de vibration(translation suivant l'axe Y), $T=0.73$ s

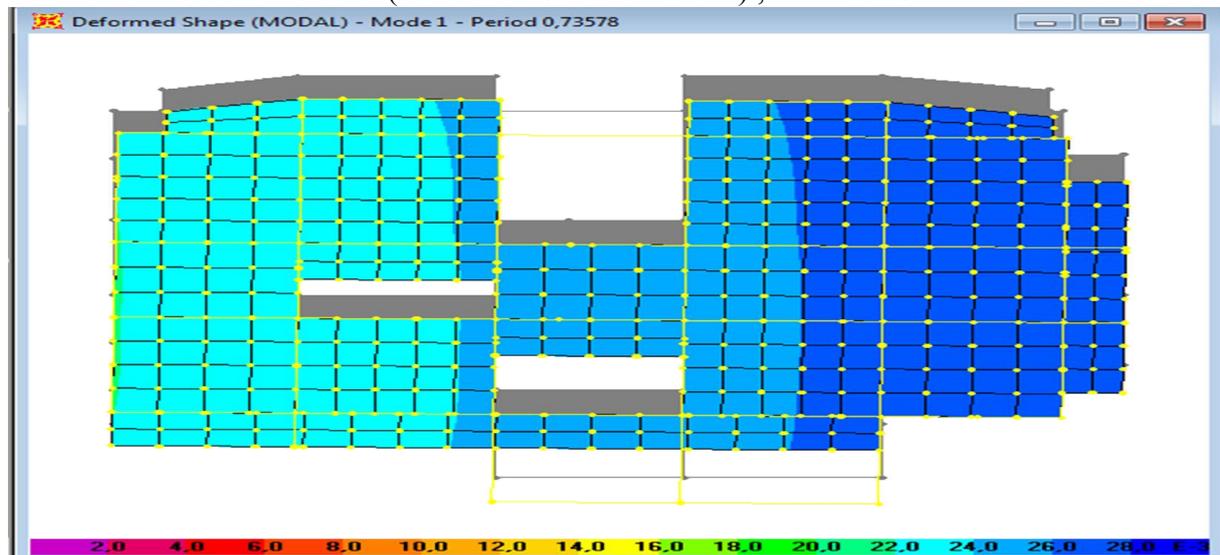


Figure IV. 4 :mode de vibration dans le sens Y-Y

- Troisième mode de vibration(rotation suivant l'axe Z), $T=0.60$ s

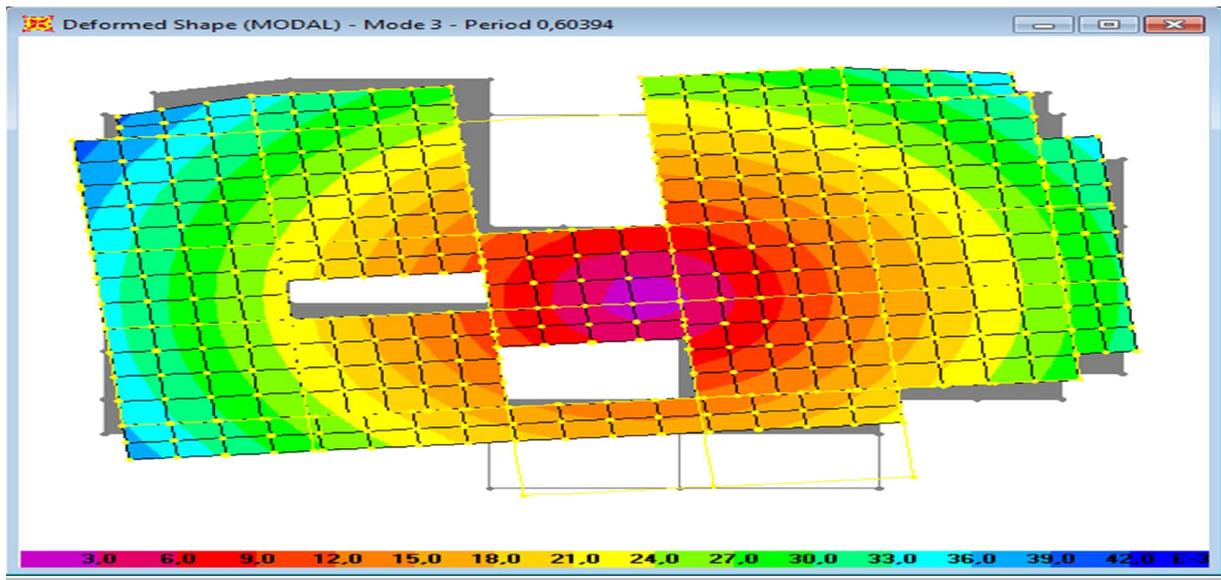


Figure IV. 5 : mode de torsion autour de l'axe Z-Z

-Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x=75.94\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y=74.95\%$). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majore de 30 % ($T_x=0.70s \leq T_{sx}=0.72s$; $T_y=0.73s \leq T_{sy}=0.80s$).

- Justification de l'interaction voiles portiques

- Sous charges verticales

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	charge reprise		pourcentage repris	
	portique	Voile	portique %	voile %
Sous sol 1	26567,047	5972,752	81,644779	18,35522
Sous sol 2	25410,469	1847,211	93,223154	6,776846
RDC	22698,035	1869,448	92,39056	7,60944
Etage1	18549,549	1615,326	91,989407	8,010593

Etage2	14961,164	1370,161	91,610228	8,389772
Etage3	11324,409	1046,881	91,537819	8,462181
Etage4	7475,501	804,04	90,288834	9,711166
Etage5	4188,057	452,79	90,243376	9,756624
Etage6	1746,182	155,543	91,820952	8,179048

Tableau IV. 3: **justification interaction voile portique sous charge verticale**

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

- **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Portique	voile	% Portique	% voile	portique	voile	%portique	%voile
Sous sol 1	783,325	595,141	56,82585	43,174152	655,697	517,292	55,8996717	44,10033
Sous sol 2	1195,448	511,584	70,03079	29,96921	942,878	457,336	67,3381355	32,66186
RDC	1108,301	537,373	67,34633	32,653673	870,844	465,237	65,1789824	34,82102
étage 1	1320,852	354,095	78,85933	21,140669	1073,664	334,185	76,2627242	23,73728
étage 2	1020,816	366,357	73,58967	26,410332	845,876	337,814	71,4609399	28,53906
étage 3	988,933	251,072	79,75234	20,24766	839,492	228,733	78,5875635	21,41244
étage 4	575,58	238,311	70,71954	29,280456	468,432	238,411	66,2710107	33,72899
étage 5	491,764	118,394	80,59617	19,403827	412,904	94,252	81,4155802	18,58442
étage 6	365,568	38,537	90,46362	9,5363829	316,54	52,512	85,7711108	14,22889

Tableau IV. 4: **justification interaction voile portique sous charge horizontale**

- **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

- **Vérification de l'effort normal de compression**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B_c : L'aire brute du poteau.

TYPE	Nd KN	A(Cm ²)	F _{c28}	V	REMARQUE
65*60	-2246,583	3900	25	-0,230419	vérifier
65*60	-1599,338	3900	25	-0,164035	vérifier
60*55	-1163,856	3300	25	-0,141073	vérifier
60*55	-805,421	3300	25	-0,097627	vérifier
55*50	-626,053	2750	25	-0,091062	vérifier
55*50	-456,94	2750	25	-0,066464	vérifier
50*45	-458,843	1800	25	-0,101965	vérifier
50*45	-202,311	1800	25	-0,044958	vérifier
50*45	-97,977	1800	25	-0,021773	vérifier

Tableau IV. 5 : **vérification de l'effort de compression**

- Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V_{st}	V_{dyn}	V_{dyn}/V_{st}
SENS X-X	2370,366	2283,324	0,9632
SENS Y-Y	2196,075	1920,795	0,8746

Tableau IV. 6 : **vérification de l'effort tranchant a la base**

- Analyse des résultats

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

- Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

RPA99 (Article4.4.3)

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA(article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 dans le *sens X-X* sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	3,4	25167,98	1378,466	0,0016	0,008	0	0,008	0,235294	Vérifiée
2	3,4	22519,48	1707,032	0,0051	0,0255	0,008	0,0175	0,514706	Vérifiée
3	4,08	18464,29	1645,674	0,0104	0,052	0,0255	0,0265	0,64951	Vérifiée
4	3,06	14965,86	1674,947	0,0142	0,071	0,052	0,019	0,620915	Vérifiée
5	3,06	11334,3	1387,173	0,0178	0,089	0,071	0,018	0,588235	Vérifiée
6	3,06	7580,959	1240,005	0,021	0,105	0,089	0,016	0,522876	Vérifiée
7	3,06	4264,762	813,891	0,0238	0,119	0,105	0,014	0,457516	Vérifiée
8	3,06	1790,239	610,158	0,0221	0,1105	0,119	-0,0085	-0,277778	Vérifiée
9	3,06	0	404,105	0,0279	0,1395	0,1105	0,029	0,947712	Vérifiée

Tableau IV. 7 : vérification vis a vis des déformations (déplacement) sens X-X

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 dans le *sens Y-Y* sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
1	3,4	25167,98	1172,989	0,0015	0,0075	0	0,0075	0,220588	Vérifiée
2	3,4	22519,48	1400,214	0,0051	0,0255	0,0075	0,018	0,529412	Vérifiée
3	4,08	18464,29	1336,081	0,0105	0,0525	0,0255	0,027	0,661765	Vérifiée
4	3,06	14965,86	1407,849	0,0145	0,0725	0,0525	0,02	0,653595	Vérifiée
5	3,06	11334,3	1183,69	0,0183	0,0915	0,0725	0,019	0,620915	Vérifiée
6	3,06	7580,959	1068,225	0,0217	0,1085	0,0915	0,017	0,55556	Vérifiée
7	3,06	4264,762	706,843	0,0248	0,124	0,1085	0,0155	0,506536	Vérifiée
8	3,06	1790,239	507,156	0,0274	0,137	0,124	0,013	0,424837	Vérifiée
9	3,06	0	369,052	0,0294	0,147	0,137	0,01	0,326797	Vérifiée

Tableau IV. 8 : vérification vis a vis des déformations (déplacement) sens Y-Y

- Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

➤ Vérification dans le sens X-X

Niveau	hk (m)	Pk (t)	Vk (t)	δ _{ek} (m)	θ	Observation
1	3,4	25167,98	1378,466	0,0016	0,04295991	Vérifiée
2	3,4	22519,48	1707,032	0,0051	0,06790095	Vérifiée
3	4,08	18464,29	1645,674	0,0104	0,07287432	Vérifiée
4	3,06	14965,86	1674,947	0,0142	0,05547953	Vérifiée
5	3,06	11334,3	1387,173	0,0178	0,04806347	Vérifiée
6	3,06	7580,959	1240,005	0,021	0,03196681	Vérifiée
7	3,06	4264,762	813,891	0,0238	0,02397371	Vérifiée
8	3,06	1790,239	610,158	0,0221	0,00815016	Vérifiée
9	3,06	0	404,105	0,0279	0	Vérifiée

Tableau IV. 9 : justification vis-à-vis des effets PΔ sens X-X

➤ Vérification dans le sens Y-Y

Niveau	h_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	δ_{ek} (m)	θ	Observation
1	3,4	25167,98	1172,989	0,0015	0,04733003	Vérifiée
2	3,4	22519,48	1400,214	0,0051	0,08514468	Vérifiée
3	4,08	18464,29	1336,081	0,0105	0,09145415	Vérifiée
4	3,06	14965,86	1407,849	0,0145	0,0694791	Vérifiée
5	3,06	11334,3	1183,69	0,0183	0,05945507	Vérifiée
6	3,06	7580,959	1068,225	0,0217	0,03942656	Vérifiée
7	3,06	4264,762	706,843	0,0248	0,03056202	Vérifiée
8	3,06	1790,239	507,156	0,0274	0,01499655	Vérifiée
9	3,06	0	369,052	0,0294	0	Vérifiée

Tableau IV. 10 :justification vis-à-vis des effets P Δ sens Y-Y

- Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion

Après la modélisation, on a opté pour les voiles de 20 cm. Les sections des poteaux et des poutres sont augmentées dans le but d'avoir des translations dans les deux premiers modes, la rotation dans le troisième mode est satisfaisante, ainsi que l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

V.1 Introduction

les éléments principaux sont les éléments de contreventements de la structure destinés à reprendre les efforts horizontaux (sismique) et supporter les charges verticales de la structure (les planchers), on désigne les portiques (poteaux et poutres) et les voiles.

V.2 Les poteaux :

les poteaux sont des éléments verticaux de forme rectangulaire, circulaire ou carrée, ils permettent de reprendre et transmettre les efforts normaux et moments fléchissants à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée sous les sollicitations internes (N, V, M) selon les combinaisons les plus défavorables (**RPA 99/2003**) :

- | | |
|-----------------|------------|
| 1) G+Q | 4) 0.8 G-E |
| 2) 1.35 G+1.5 Q | 5) G+Q+E |
| 3) 0.8 G+E | 6) G+Q-E |

Les sollicitations utilisées pour déterminer le ferrailage des poteaux sont les couples suivants qu'on peut déterminer par le logiciel **SAP 2000** :

N_{\max} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} —————→ $N_{\text{correspondant}}$

V.2.1 Recommandation du RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de : 4% en zone courante
 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si

possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

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

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b, h : Dimensions de la section transversale du poteau

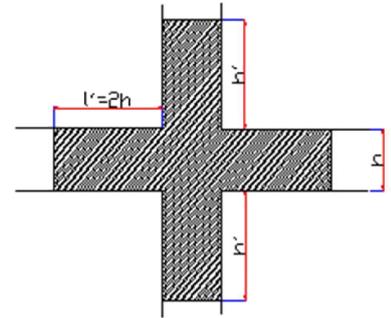


Figure V. 1 : **zones nodale**

Les valeurs numériques concernant notre structure relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.SOL	65x60	31.2	156	234
RDC+1 ^{ème} étage	60x55	26.4	132	198
2+3 ^{ème} étage	55X50	22	110	165
4+5+6 ^{ème} étage	45x40	14,40	90	135

Tableau V. 1 : **Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

b- Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux seront calculées à l'aide de la formule prescrit par le RPA 99/2003 :

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

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa.

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

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

- La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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

λ_g : est l'élancement 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 $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel **SAP2000.V.14**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
S.SOL	-2246,583	-115,2139	407,69	356,976	-1,398	86,3259
RDC+1 ^{ème} étage	1548,28	-1545,283	136,8564	-625,343	-40,963	15,3804
2+3 ^{ème} étage	-1080,791	-12,9606	-122,8639	-611,407	-123,267	-2,2334
4+5+6 ^{ème} étage	-559	5,9067	-314,786	-75,2316	-42,815	12,4757

Tableau V. 2: Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Les sections d'armature sont déterminées par le logiciel **SAP 2000**

a) Armatures longitudinales

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section poteau	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
S.SOL	65x60	28,77	31.2	8T20+4T16=33.16
RDC+1 ^{ème} étage	60x55	19,23	26.4	4T20+8T16=28.65
2+3 ^{ème} étage	55x50	12,47	22	12T16=24.13
4+5+6 ^{ème} étage	45x40	10,99	14,4	10T14=15,39

Tableau V. 3: Ferrailages adoptés pour les armatures longitudinales des poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui recommandé par le RPA99/2003 car le ferrailage donné par le SAP est inférieur à A_{min} de RPA.

b- Section des armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	S.SOL	RDC+1 ^{ère} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65x60	60x55	55X50	45X40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4
l_f (cm)	238	285	214	214
Δg	3,96	5,18	4,28	5,35
ρ	3,75	2,5	3,75	2,5
V_u (KN)	356,97	106,99	85,86	48,55
l_r (cm)	80	70	70	60

t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t zone courante	15	15	15	15
A_t (cm ²)	7,72	1,67	2,19	1,02
A_t^{\min} zone	4,86	2,7	4,65	1,8
A_t^{\min} zone nodale	3,24	1,65	3,1	1,2
A_t adopté (cm ²)	7,85	3,02	5,03	3,02
Nbre de cadres	10T10	6T8	10T8	6T8

Tableau V. 4: Armatures transversales les poteaux

V.2.4 Vérifications nécessaire pour les poteaux

a-Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **RDC**, avec une longueur de $l_0 = 4,08\text{m}$ et un effort normal de $1564,79\text{KN}$

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

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

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

- Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,38 \quad (\text{Longueur de flambement pour sous sol}).$$

$$A = 0.39 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = 0.187 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,38}{0.187} \Rightarrow \lambda = 12,72 \Rightarrow \alpha = 0.828$$

$$B_r = 0.3654 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.828 \times \left(\frac{0.36 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.16 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6452.32 \text{ KN}$$

On à $N_u < N_u^{max}$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

b- Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	l_0 (m)	$l_f(c)$ (m)	I (m ⁴)	I	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	N_u^{max} (KN)	OBSER
S.SOL	3,4	238	0.013	0.187	12,72	0.82	33.16	0.36	2246,583	6475.32	vérifier
RDC	4,08	285	0.0099	0.17	16,76	0.812	28.65	0.30	1163,856	5307.18	vérifier
1 ^{ere} étage	3,06	214	0.0099	0.17	12,58	0.828	28.65	0.30	805,42	3959,48	vérifier
2+3 ^{eme} étage	3.06	214	0.0069	0.158	13,47	0.825	24.13	0.25	-626,053	4511.86	vérifier
4+5+ 6 ^{eme} étage	3.06	214	0.003	0.129	16,47	0.813	15.39	0.16	458,843	2844.08	vérifier

Tableau V. 5: vérification de l'effort normal de compression dans les poteaux .

c- Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

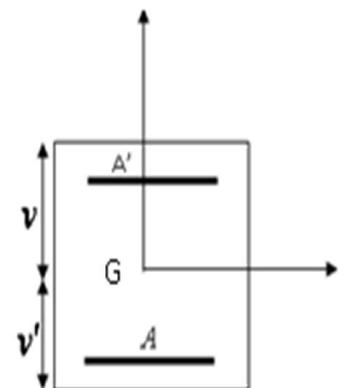


Figure V. 2 :section du poteau

Niveau	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
S.SOL	58.5	33.16	35.44	29.55	0.01656	1453,453	29,573	4,35	vérifiée
RDC+1 étage	54	28.65	32.72	27.32	0.01205	1135,092	37,681	4,46	vérifiée
2+3 ^{eme} étage	49.5	24.13	30.05	24.94	0.00854	794,294	36,701	4,17	vérifiée
4+5+6 ^e me étage	40.5	15.39	24.54	20.45	0.0042	409,554	29,855	4,01	vérifiée

Tableau V. 6: vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

d- Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) on doit vérifier les conditions suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
S.SOL	65x60	2.38	3.96	0.04	58.5	356.97	1.01	1	Vérifiée
RDC+1 ^{er} e étage	60x55	2.85/ 2.14	5.18	0.075	54	106.99	0.36	1.875	Vérifiée
2+3 ^{eme} étage	55X50	2.14	4.28	0.04	49.5	85.86	0.34	1	Vérifiée
4+5+6 ^{em} e étage	45x40	2.14	5.35	0.075	40.5	48.55	0.25	1.875	Vérifiée

Tableau V. 7 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux**- Longueurs de recouvrement :**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 * \varnothing$ en zone II.

$\varnothing = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$.

$\varnothing = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 16 = 64\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$.

$\varnothing = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 14 = 56\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$.

- **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h' .

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 * b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Sous sol+ RDC : $h' = 70\text{cm}$

Les étages courants : $h' = 60\text{cm}$

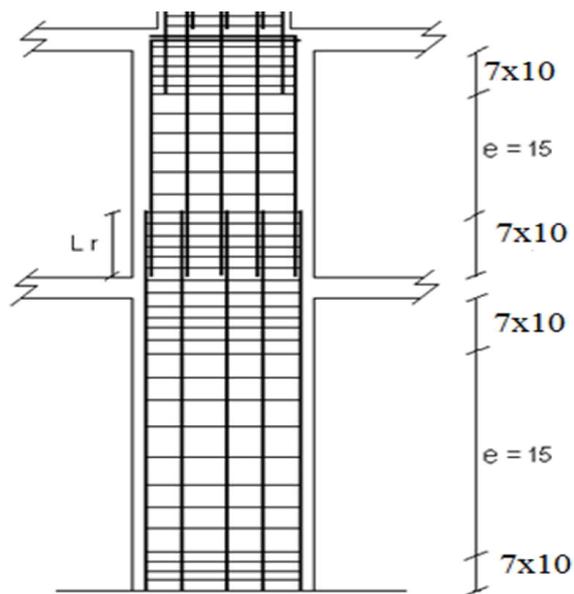


Figure V. 3:Schema de la disposition constructive des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux

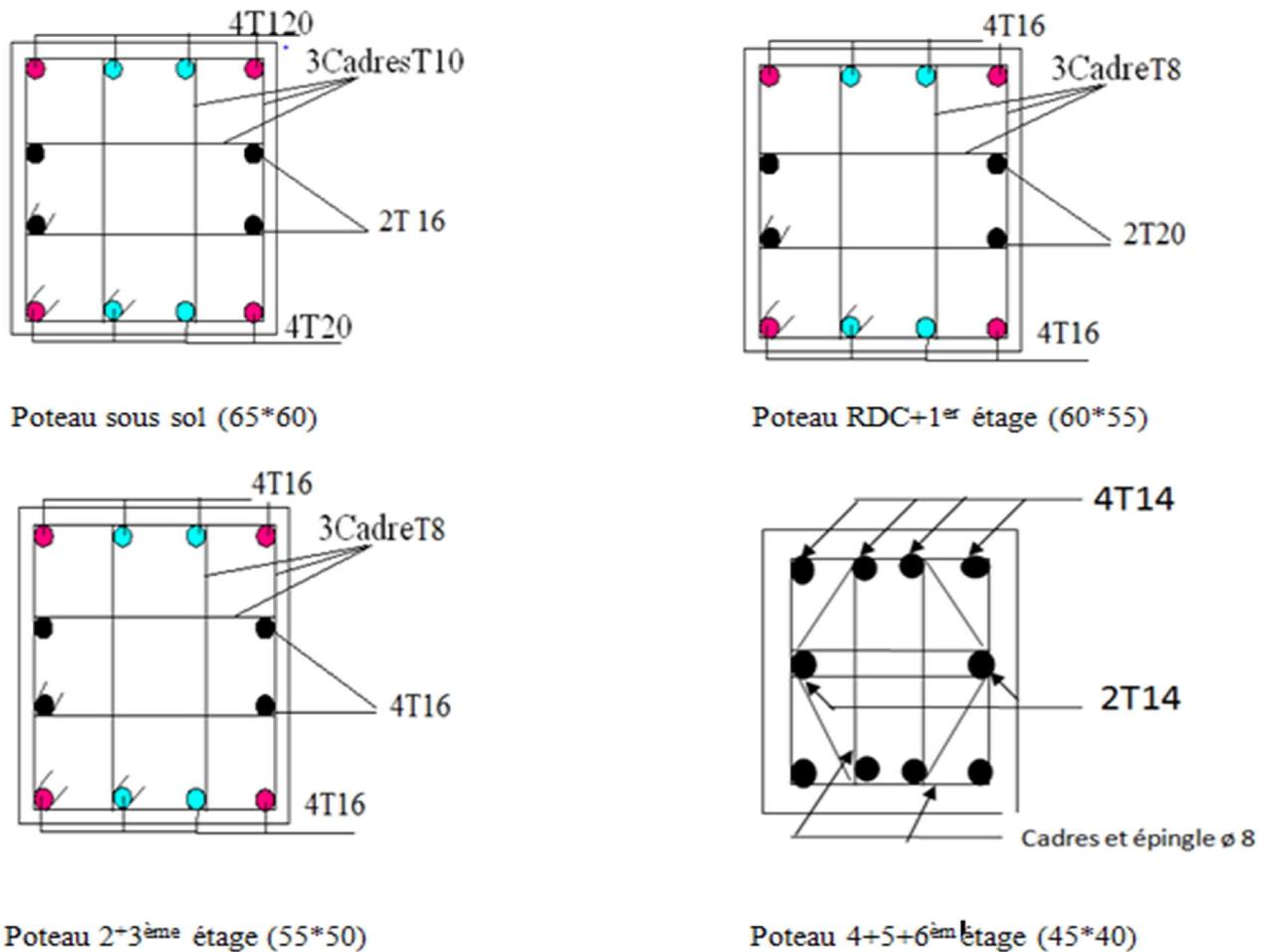


Figure V. 4: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

V.3.1 Recommandation du RPA 99

V.3.1.1 Ferrailage

a- Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\%b \times h$ En zone courante.

- $6\%b \times h$ En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.5**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- 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 poussée 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.

b- Les armatures transversales : RPA 99 (art 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 :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$.

h : La hauteur de la poutre.

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.

V.3.1.2 Dispositions constructives

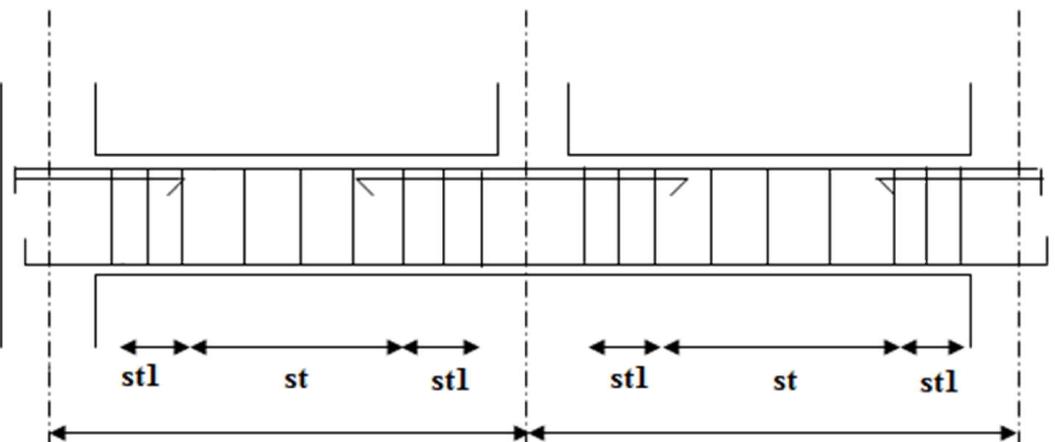


Figure V. 5: Dispositions constructives d'une poutre.

-Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

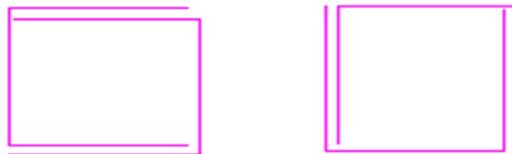


Figure V. 6: 2U superposés

V.3.2 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3 Ferrailages des poutres

1-Sollicitations de calculs

Les sollicitations de calculs sont tirées directement du logiciel SAP 2000.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
SOUS .SOL	108,26	-154,1475	-178,627	89,25	114,5833	-190,302
RDC+1 ^{er} étages	163,85	210,40	236,21	-133,51	159,9603	-270,627

2+3 étage	124,29	-164,7284	-203,104	117,24	-134,9877	-194,646
4+5+6 étage	43,12	-130,0918	-145,277	78,29	-100,2553	-111,906

Tableau V. 8 : sollicitations de calculs dans les poutres

2-Les armatures longitudinales

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque niveau :

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	A _{calcul} SAP (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
SOUS.SOL	Principale	45×40	Appuis	9,13	9	108	9,24	6T14
			Travée	6,38		72	9,24	6T14
	Secondaire	45×40	Appuis	7,59	9	108	9,24	6T14
			Travée	6,40		72	9,24	6T14
RDC+1 ^{er} étages	Principale	45×40	Appuis	12,72	9	108	14,2	4T14+4T16
			Travée	12,00		72	14,2	4T14+4T16
	Secondaire	45×40	Appuis	10,57	9	108	10,68	3T16+3T14
			Travée	9,93		72	10,68	3T16+3T14
2+3 étage	Principale	45×40	Appuis	9,90	9	108	10,68	3T16+3T14
			Travée	7,22		72	10,68	3T16+3T14
	Secondaire	45×40	Appuis	7,35	9	108	9,42	3T16+3T12
			Travée	8,46		72	9,42	3T16+3T12
4+5+6 étage	Principale	45×40	Appuis	7,66	9	108	9,42	3T16+3T12
			Travée	5,01		9	72	9,42
	Secondaire	45×40	Appuis	4,26	9	108	9,42	3T16+3T12
			Travée	3,59		9	72	9,42

Tableau V. 9: Ferrailage longitudinal dans les poutres.

-Longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

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

3-Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- Poutres principales

$$\phi_t < \min(12.85; 40; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires

$$\phi_t < \min(12.85; 40; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4- Espacement St d'armatures transversales**1- Selon le BAEL91 (Article H.III.3)****-Poutres principales**

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 36.45\text{cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 50.25\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 18.99\text{cm} \end{array} \right.$$

-Poutres secondaires

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 36.45\text{cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 50.25\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 15.11\text{cm} \end{array} \right.$$

-Poutres principales

$$\text{Zone nodale : } S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 11.25\text{cm} \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t < h/2 = 22.5\text{cm. Soit } S_t = 15\text{cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 0.9\text{m}$

-Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t > 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \text{ zone nodale}$$

$$A_t > 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \text{ zone courante}$$

$$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

V.3.4 Vérifications selon BAEL91

a-Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

-Poutre principales

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

-Poutre secondaire

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{(f_e)} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

2-Contrainte tangentielle maximale

2.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}.$

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	236,21	1.45	2.5	Vérifiée
Poutres secondaires	270,22	1.67	2.5	Vérifiée

Tableau V. 10: Vérification des contraintes tangentielles.

2.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots (1).$

-Appuis intermédiaires : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots (2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	14,2	236,21	210,40	6.79	9.80	Vérifiée
Secondaires	10.68	270,22	159,9603	7.76	4.84	Vérifiée

Tableau V. 11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

b-Vérification à l'ELS

1- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-70.1848	182455.4267	16.1	6.19	vérifier
	Travées	30,38		16.1	2.68	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	-38.14	148941.41	14.44	3.69	vérifier
	Travées	-28.14		14.44	2.72	vérifier

Tableau V. 12: Vérification de l'état limite de compression du béton

2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

	H Cm	B cm	l(cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	40	410	14.2	0.109	0.062	0.008 7	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifiée
PS	45	40	440	9.24	0.102	0.034	0.006 5	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifiée

Tableau V. 13: Vérification de la flèche pour les poutres.

Toutes les conditions sont vérifiées donc l'évaluation de la flèche n'est nécessaire.

Schéma de ferrailage des poutres :

➤ **ferrailage des poutres des entrées sols :**

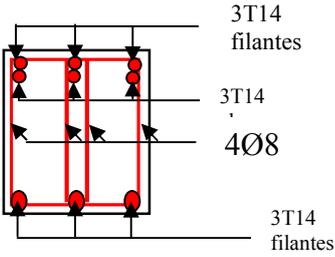
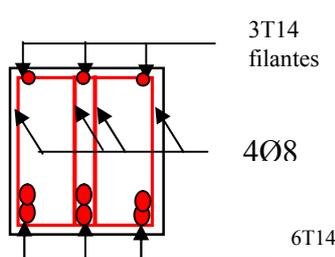
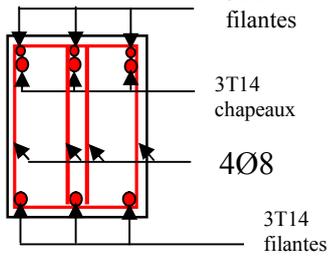
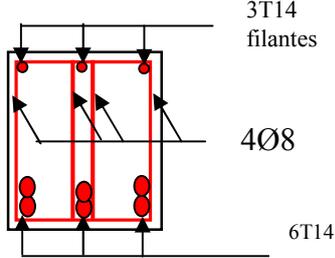
Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*40	 <p>3T14 filantes 3T14 4Ø8 3T14 filantes</p>	 <p>3T14 filantes 4Ø8 6T14</p>
Secondaire	45*40	 <p>3T14 filantes 3T14 chapeaux 4Ø8 3T14 filantes</p>	 <p>3T14 filantes 4Ø8 6T14</p>

Tableau V. 14: Schéma de ferrailage des poutres du sous sol

➤ Schéma de ferrailage des poutres Du RDC+1^{er} étage :

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*40	<p>4T16 filantes 4T14 chapeaux 4Ø8 4T14 filantes</p>	<p>4T16 filantes 4Ø8 4T14+4T16</p>
Secondaires	45*40	<p>3T14 filantes 3T16 chapeaux 4Ø8 3T16 filantes</p>	<p>3T14 filantes 4Ø8 3T16+3T14</p>

Tableau V. 15: Schéma de ferrailage des poutres du RDC+1^{er} étage

➤ Schéma de ferrailage des poutres du 2^{eme}+3^{eme} étage

Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*40	<p>3T14 filantes 3T16 chapeaux 4Ø8 3T16 filantes</p>	<p>3T14 filantes 4Ø8 3T16+3T14</p>

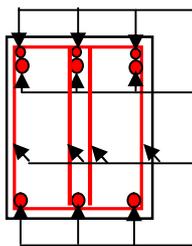
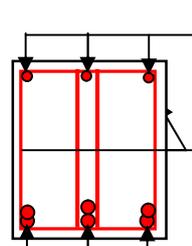
Secondaires	45*40	 <p>3T12 filantes 3T16 chapeaux 4Ø8 3T16 filantes</p>	 <p>3T12 filantes 4Ø8 3T16+3T12</p>

Tableau V. 16: Schéma de ferrailage des poutres du 2+3^{eme} étage

➤ Schéma de ferrailage des poutres du 4+5+6^{eme} étage :

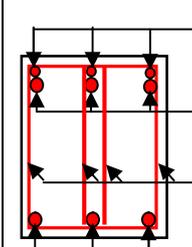
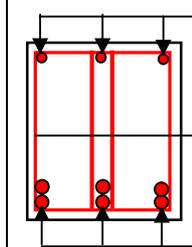
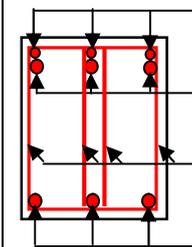
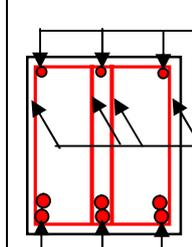
Types de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage	
		Appuis	Travée
Principales	45*40	 <p>3T12 filantes 3T16 chapeaux 4Ø8 3T16 filantes</p>	 <p>3T12 filantes 4Ø8 3T16+3T12</p>
Secondaires	45*40	 <p>3T12 filantes 3T16 chapeaux 4Ø8 3T16 filantes</p>	 <p>3T12 filantes 4Ø8 3T16+3T12</p>

Tableau V. 17: Schéma de ferrailage des poutres du 4+5+6^{eme} étage

V.4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

V.4.1 Détermination des moments résistants

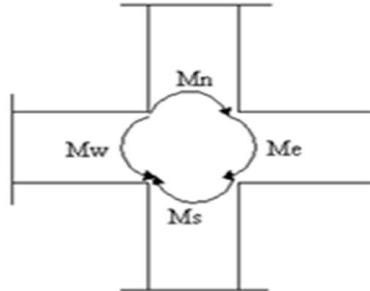


Figure V. 7.: Schéma de la zone nodale

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section .
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$

- Détermination des moments résistants dans les poteaux

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
S.SOL	65x60	58.5	33.16	674.73
RDC+1 ^{er} étage	60x55	54	28.65	538.12
2+3 ^{eme} étage	55X50	49.5	24.13	415.45
4+5+6 ^{eme} étage	45x40	45.5	15,39	243.56

Tableau V. 18: Les moments résistant dans les poteaux.

- détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant:

Niveau	type	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
S.SOL	PP	45×40	40.5	9,24	130.16
	PS	45×40	40.5	9,24	130.16
RDC+1 ^{er} étage	PP	45×40	40.5	14,2	200.03
	PS	45×40	40.5	10,68	150.44
2+3 ^{eme} étage	PP	45×40	40.5	10,68	150.44
	PS	45×40	40.5	9.42	132.69
4+5+6 ^{eme} étage	PP	45×40	40.5	9,42	132.69
	PS	45×40	40.5	9,42	132.69

Tableau V. 19: Les moments résistant dans les poutres.

V.4.2 Vérification des zones nodales

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observation
S.SOL	PP	130.16	674.73	325,4	1349,46	vérifiée
	PS	130.16	674.73	325,4	1349,46	vérifiée
RDC+1 ^{eme} étage	PP	200.03	538.12	500,075	1076,24	vérifiée
	PS	150.44	538.12	376,1	1076,24	vérifiée
2+3 ^{eme} étage	PP	150.44	415.45	376,1	830,9	vérifiée
	PS	132.69	415.45	331,55	830,9	vérifiée
4+5+6 ^{eme} étage	PP	132.69	243.56	331,55	487,12	vérifiée
	PS	132.69	243.56	331,55	487,12	vérifiée

Tableau V. 20: Vérification de la zone nodale dans différent étage.

V.5 Etude des voiles

V.5.1 Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.

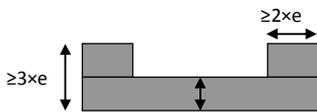


Figure V. 8 : Schéma d'un voile composé

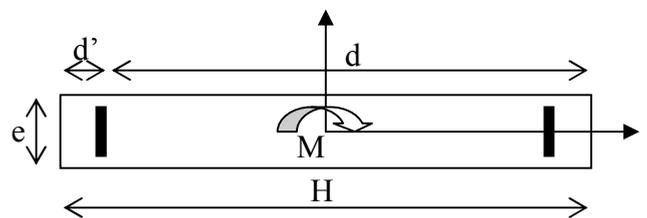


Figure V. 9 : Schéma d'un voile plein

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.5.2 Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

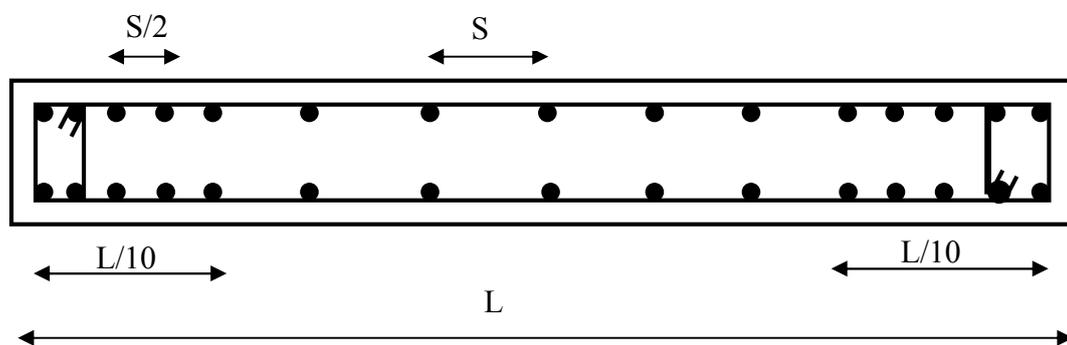


Figure V. 10: Disposition des armatures verticales (vue en plan).

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons

V.5.3 Disposition des voiles

Le **SAP 2000** utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le **SAP 2000** est la commande mèche Shell, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

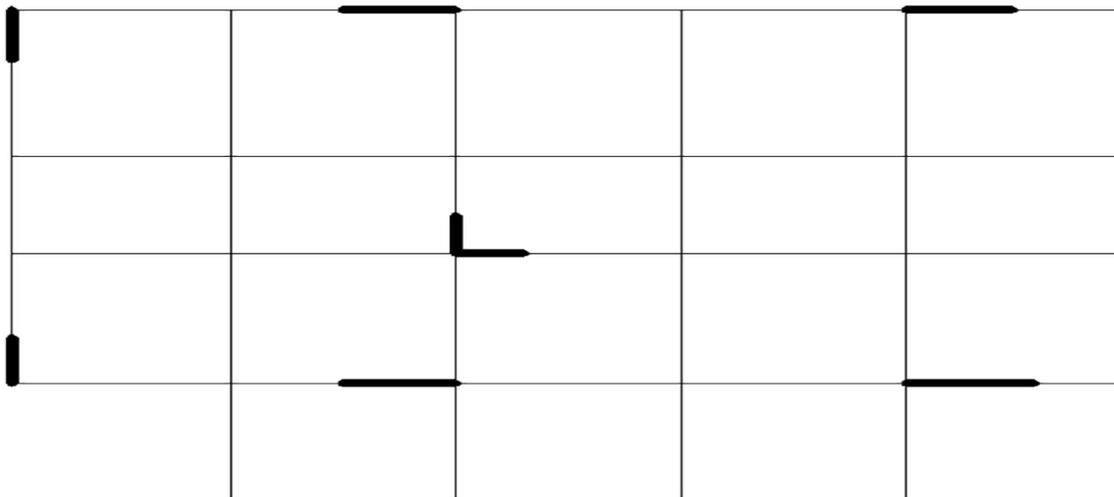


Figure V. 11 :disposition des voiles

V.5.4 Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (**A**) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**.

2. Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min} /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

N^{bre} /face : Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} /face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{\text{calculé}}$ /face : section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}$ / face : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

N^{bre} /face : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

V.5.5 Sollicitations dans les voiles

Sollicitation dans les voiles sont directement tiré dans le logiciel SAP200, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Voile Vx1 avec L= 1,3m

Voile Vx1 avec L= 1,3m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,	878,866	202,519	250,697	143,511	10,043	243,444	72,645
RDC+1 ^{er} étage	753,327	20,5759	138,7118	671,032	111,12	-8,5531	58,358
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	499,544	32,298	103,116	423,353	192,021	4,1794	99,727
4+5 et 6 ^{ème} étage	331,828	37,4774	76,2346	316,933	99,771	-30,8487	81,951

Tableau V. 21: Sollicitations dans le voile V_{x1}

➤ Voile Vx2 avec L= 2m

Voile Vx2 avec L= 2m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,	4020,083	-373,3481	-11913,69	1980,961	1936,093	1940,1862	-571,381
RDC+1 ^{er} étage	4786,277	-1048,410	3501,0064	3583,35	2361,235	2008,3797	-938,944
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	3707,515	-1021,953	2860,2623	2752,531	1860,296	1243,4056	-598,135
4+5 et 6 ^{ème} étage	2352,354	-474,8231	2308,6372	1741,77	1203,667	777,6088	-430,132

Tableau V. 22: Sollicitations dans le voile V_{x2}

➤ Voile Vy1 avec L= 2m

Voile Vy1 avec L= 2m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,	1647,783	-1173,374	-6307,2266	869,641	250,478	-1407,5732	270,99
RDC+1 ^{er} étage	1739,086	- 1193,4175	721,421	- 5709,3603	1053,021	-6003,7993	- 344,263
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1342,253	- 1124,8696	-3603,1257	872,44	430,531	-866,6378	265,656
4+5 et 6 ^{ème} étage	879,856	-601,9027	-1668,4778	604,334	256,314	-515,533	217,587

Tableau V. 23: Sollicitations dans le voile V_{y2}

➤ Voile Vy2 avec L= 1.9m

Voile Vy2 avec L= 1,9m							
Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
S -sol,	2303,351	719,2637	5658,576	1900,824	-1500,03	850,504	-366,111
RDC+1 ^{er} étage	2702,642	516,3881	7357,271	1596,112	1291,961	-6478,19	-509,142
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	2127,656	316,9471	4405,716	1164,59	922,915	1111,849	-384,232
4+5 et 6 ^{ème} étage	1410,2	-189,2385	987,848	-2044,4248	584,106	784,6761	-299,18

Tableau V. 24: Sollicitations dans le voile V_{y2}

V.5.6 Vérification à l'effort tranchant :

- selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

-Calcul de ferrailage du voile

Le SAP 2000.V.14, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citées auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

-Voile selon xx

-Voile Vx1

Vx1, L =1.30 m, e=20cm				
Niveau	S-sol	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
N (KN)	878,866	753,327	499,544	331,828
M(KN.m)	202,519	20,5759	32,2982	37,4774
V(KN)	72,645	58,358	99,727	81,951
τ_{adm} (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
τ (MPa)	0.43	0.34	0.59	0.49
A_v^{min} (RPA)(cm ²)	3.9	3.9	3.9	3.9
A^V Calcul(cm ²)	33,65	20,02	14,35	10,45
A^V Calcul/face (cm ²)	16.82	10.01	7.17	5.22
A^V Adopter /face (c m ²)	16.93	10.18	7.92	5.65
Nbarre/face	11T14	9T12	7T12	5T12
St (cm)	12	14	18	25
A^h Calcul/plans (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A^h Adopter/plans (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm ²)	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	15	15	15	15

Tableau V. 25: Ferrailage du voile Vx1

Voile Vx2

Vx2, L =2 m, e=20cm				
Niveau	S-sol	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
N (KN)	4020,083	4786,277	3707,515	2352,354
M(KN.m)	-373,3481	-1048,410	- 1021,953	-474,8231

V(KN)	-571,381	-938,944	-598,135	-430,132
τ_{adm} (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
τ (MPa)	2.22	2.60	1.60	1.19
A_v^{min} (RPA)(cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00
A^V Calcul(cm ²)	28.62	39.74	32.75	19.15
A^V Calcul/face (cm ²)	14.31	19.87	16.37	9.57
A^V Adopter /face (c m ²)	15.39	20.01	16.93	10.78
Nbarre/face	10T14	20T14	11T14	7T14
St (cm)	20	10	18	28
A^h Calcul/plans (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A^h Adopter/plans (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm ²)	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	15	15	15	15

Tableau V. 26: Ferrailage du voile V_{x2}**Voile selon YY****-Voile Vy1**

Niveau	Vy1, L =2 m, e=20cm			
	S-sol	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
N (KN)	1647,783	1739,086	1342,253	879,856
M(KN.m)	-1173,374	-1193,4175	-1124,8696	-601,9027
V(KN)	270,99	-344,263	265,656	217,587
τ_{adm} (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
τ (MPa)	0.75	0.95	0.73	1.67
A_v^{min} (RPA)(cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00
A^V Calcul(cm ²)	42.59	44.01	37.86	22.28
A^V Calcul/face (cm ²)	21.29	22.00	18.93	11.14
A^V Adopter /face (c m ²)	22.12	21.12	20.11	11.31
Nbarre/face	11T16	11T16	10T16	10T12
St (cm)	18	18	20	20
A^h Calcul/plans (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A^h Adopter/plans (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm ²)	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	15	15	15	15

Tableau V. 27: Ferrailage du voile Vy1

-Voile Vy2

Vx1, L = 1.9m, e = 20cm				
Niveau	S-sol	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
N (KN)	2303,351	2702,642	2127,656	1410,2
M(KN.m)	719,2637	516,3881	316,9471	- 189,2385
V(KN)	-366,111	-509,142	-384,232	-299,18
τ_{adm} (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
τ (MPa)	0.52	0.72	0.54	0.42
A_v^{min} (RPA)(cm ²)	5.7	5.7	5.7	5.7
A_v^V Calcul(cm ²)	28.63	29.31	21.9	14.24
A_v^V Calcul/face (cm ²)	14.63	14.65	10.95	7.12
A_v^V Adopter /face (c m ²)	15.39	15.39	11.31	7.92
Nbarre/face	10T14	10T14	10T12	7T12
St (cm)	20	20	20	25
A^h Calcul/plans (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A^h Adopter/plans (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbarre/ plans (cm ²)	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	15	15	15	15

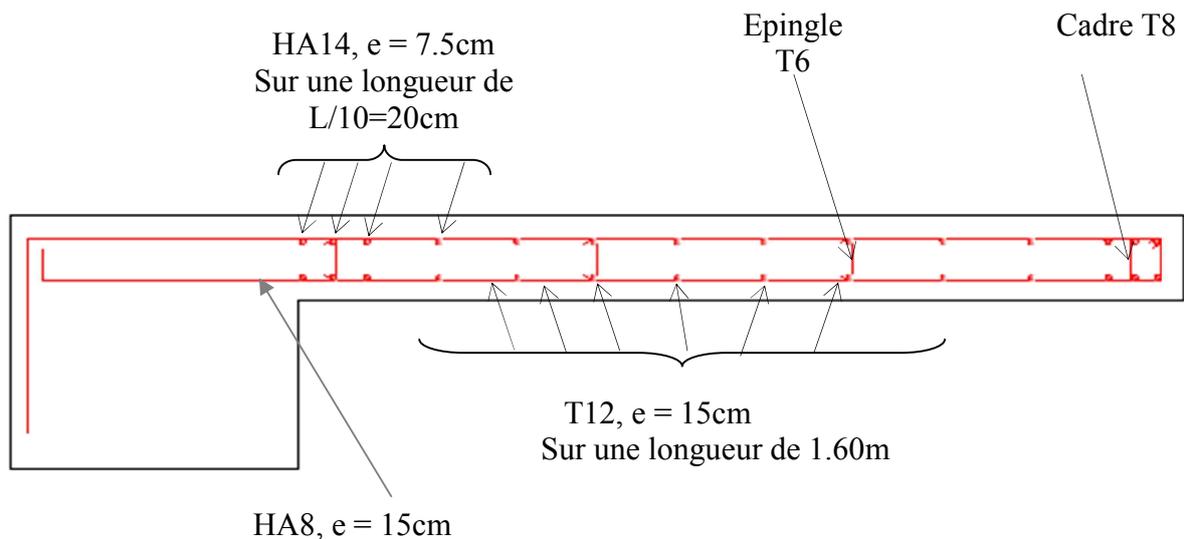
Tableau V. 28: Ferrailage du voile V_{y2} **-Exemple d'un schéma de ferrailage**

Figure V. 12 :Schéma de ferrailage du voile Vx (2m) du sous sol.

V.6 Conclusion :

Après l'étude des éléments structuraux (poteau, poutre, voile) on remarque que le ferrailage du **RPA** est majoritaire.

VI.1 Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2 m, du niveau de base et la contrainte admissible est de 1.6 bars.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Les Vérifications

- Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000V14*.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

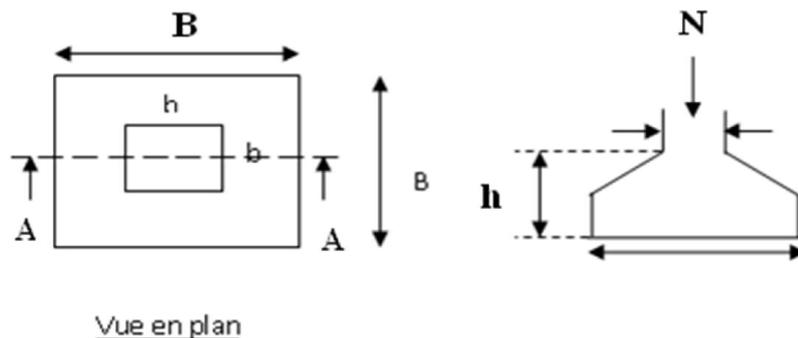


Figure VI. 1: Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section ($a \times b$).

$$N = 2246.60 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \text{AN : } B \geq 3,7 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.90 m et 4.10 m.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

- Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

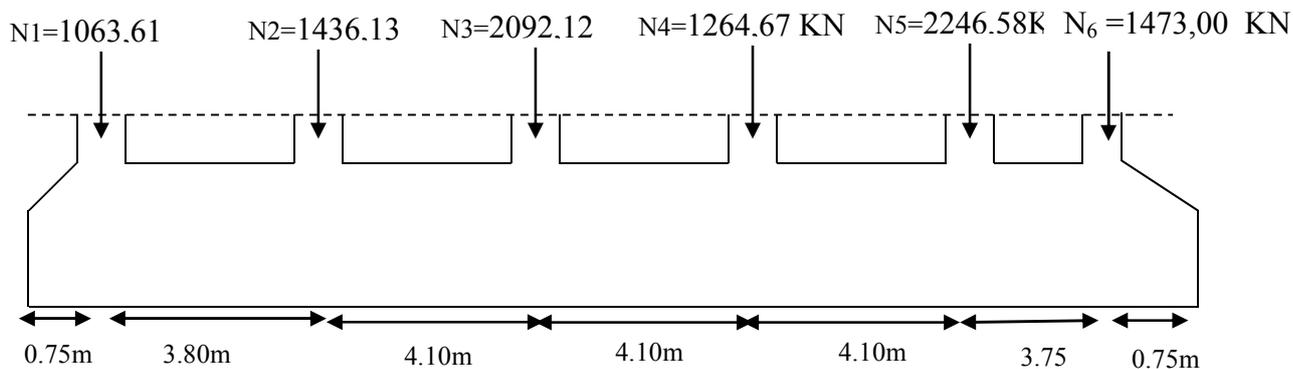


Figure VI. 2: Schéma d'une semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau ' i '.

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1063,61 \text{ KN}, \quad N_2 = 1436,13 \text{ KN}, \quad N_3 = 2092,12 \text{ KN}, \quad N_4 = 1264,67 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2246,58 \text{ KN} \quad N_6 = 1473,00 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 9576,11 \text{ KN}.$$

$$N = \sum N_i = 9576,11KN.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9576,11KN}{19,65 \times 160} = 3,045m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

- Vérification de Radier général

Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

• Pré-dimensionnement

- La Condition de coffrage

$L_{max} = 4.30m$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} \Rightarrow h_t \geq 43cm; \text{ Soit } h_t = 90cm$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} \Rightarrow h_0 \geq 21.5cm; \text{ On prend } h_0 = 40cm.$$

- Vérification de condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^4 MPa$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur du radier on prend une bande de (1 m)

L_e : longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier(rigide ou flexible) .

$$L_e = 2,40\text{m} ; L_e \cdot \pi/2 = 3,76 < L_{\text{max}} = 4,30$$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\text{max}}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$ht \geq 0,77\text{m}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90\text{cm}$.

- La surface du radier

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{34858,328}{160} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 217,86\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000.V14**.

La surface du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 300\text{m}^2$

On opte $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 300\text{m}^2$

- Les vérifications

- Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL (Article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

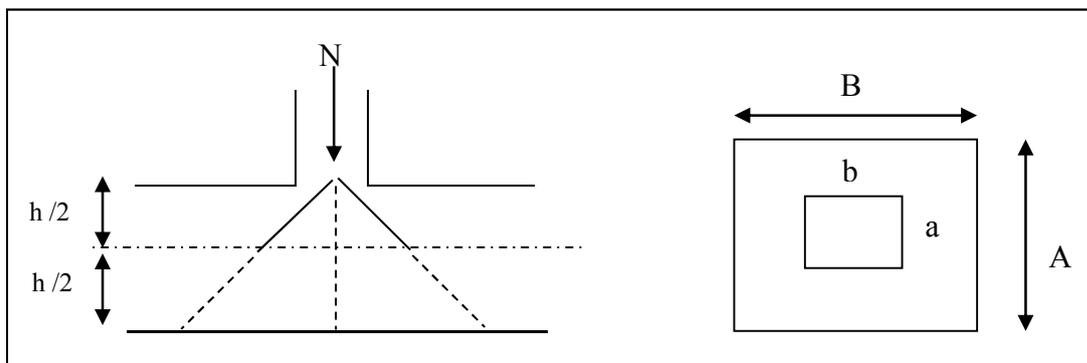


Figure VI. 3 : **présentation de zone d'impact de la charge centré**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier, avec $h = 90\text{cm}$.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,65 + 0,60 + 2 \times 0,9) \Rightarrow \mu_c = 6,1\text{m}.$$

$$Q_u = 2246,58\text{KN} < 0,045 \times 6,1 \times 0,9 \times (25/1,5) = 4117,5\text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 10000\text{m}^4, Y_G = 7.5 \text{ m.}$$

$$I_x = 5625\text{m}^4, X_G = 10\text{m.}$$

$$N' = 37858.328$$

$N' = N + P$ avec (N l'effort globale de la structure et P le poids propre du radier)

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N' = 37858.328\text{KN}$ et $M_x = 1777.77\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.126\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.123\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.125\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.160\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y** : $N' = 37858.328\text{KN}$; $M_y = 2196.075 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.128\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.126\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.126\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.16\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min [0.1 * f_{c28}; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa.}$$

$$V_u = \frac{N_u * L_{max} * b}{2S}$$

$$V_u = \frac{37858.328 * 4.30 * 1}{2 * 300} = 271.31 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{271.3}{1 \times 0.36} * 10^{-3} = 0.75\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RP49 (article 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **sens X-X** : $e = \frac{1777.77}{37858.328} \Rightarrow e = 0.046m < \frac{20}{4} = 5m \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- **sens Y-Y** : $e = \frac{2196.075}{37858.328} \Rightarrow e = 0.058m < \frac{15}{4} = 3.75m \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

- Vérification de la poussé hydrostatique

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pressure même si le rapport do sol n'indique pas la présence d'une nappe d'eau phréatique.

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec

$N = 37858.328 \text{KN}$.

$N' = N + P$ avec (N l'effort globale de la structure et P le poids propre du radier)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 2\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 300\text{m}^2$).

$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$N \geq 1.5 \times 2 \times 300 \times 10 = 9000\text{KN} \dots\dots\dots$ vérifiée.

VI.4.2 Ferrailage

VI.4.2.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$L_x = 4.30\text{m}$; $L_y = 3.90\text{m}$.

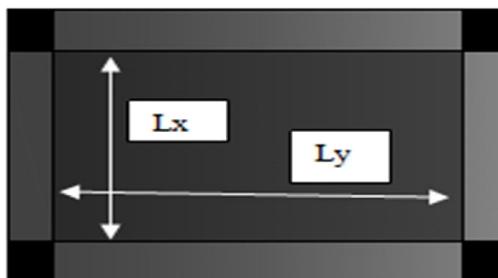


Figure VI. 4: Panneau de dalle du radier sur quatre appuis

- **Calcul des sollicitations**

- **Calcul a l'É.L.U**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0$$

$$N_u = 55481.213 \text{KN}$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{55481.213}{300} + 1.35(25 \times 0.4) \Rightarrow q_u = 198.43 \text{KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.92 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad \text{[Annexe 2].}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0456 \times 198.43 \times (3.6)^2 = 112.22 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.8251 \times 99.49 = 92.59 \text{KN.m}$$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 95.38 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 78.7 \text{KN.m}$$

- **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 56.11 \text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{m}^2$. les résultats de calcul sont

résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	Acal (cm ² /m)	Amin (cm ² /m)	Aadop (cm ²)	Choix par (m)	S _t (cm)
Sens	Travée	95.38	7.82	3.32	9.24	6HA14	15
X-X	Appui	56.11	5.72	3.32	6.79	6HA12	15
Sens	Travée	78.70	7.71	3.2	9.24	6HA14	15
Y-Y	Appui	56.11	5.72	3.2	6.79	6HA12	15

Tableau VI. 1: **Résumé des résultats de ferrailage de radier.**

- **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 40 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$; $\rho = 0.92$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 3.32 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.2 > 0.83 \text{cm}^2$ c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 183.20 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 144.09 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 183.20 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{183.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.50 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

=> pas de risque de cisaillement.

- **Vérification à l'E.L.S**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{38385.04}{300} + (25 \times 0.4) \Rightarrow q_s = 137.95 \text{KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.92 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

[Annexe 2].

$$\begin{cases} M_{0x} = 78.12 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 64.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 66.40 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 54.78 \text{KN.m}$$

- **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 39.06 \text{KNm}$$

- **Calcul de Y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0$$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2$$

- Vérification de σ_{bc}

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

- Vérification de σ_s

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} MPa	Observat ion	σ_s (MPa)	Observat ion
x-x	M_t	66.40	12.32	8.03	107617.45	4.95	vérifiée	258.86	Non vérifiée
	M_a	39.06	9.05	7.00	82708.08	3.30		205.43	
y-y	M_t	54.78	12.32	8.03	107617.45	4.08		213.56	
	M_a	39.06	9.05	7.00	82708.08	3.30		205.43	

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes de radier.

- Remarque.

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section Tendue d'acier A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} \dots [\text{cahiers de cours de cursus}]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{calc} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)
Travée	Xx	66.4	2.54	0.271	10.05	6HA16=12.06
	Yy	54.78	2.09	0.247	8.22	6HA14=9.24
Appui		39.06	1.49	0.209	5.78	6HA12=6.79

Tableau VI. 3: Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier.

- Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage de radier :

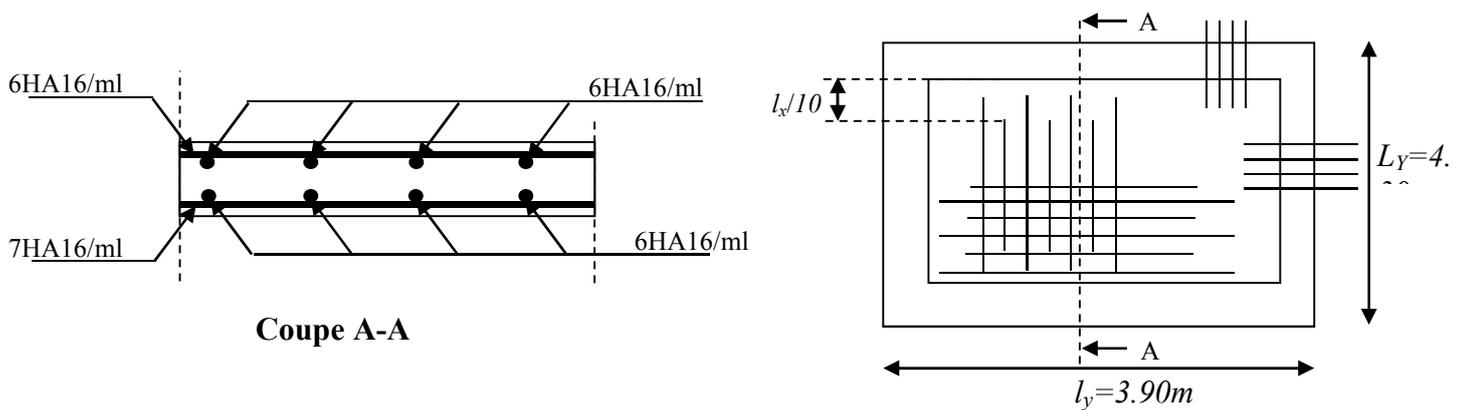


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

VI.4.2.2 Calcul des nervures

- Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.92 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdale et les charges triangulaire par des charges uniformément réparties.

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$	$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ <p>a plusieurs travées</p>

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux

$$q_u = 175.68 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 137.95 \text{KN} / \text{m}^2$$

- Sens transversal (x-x)

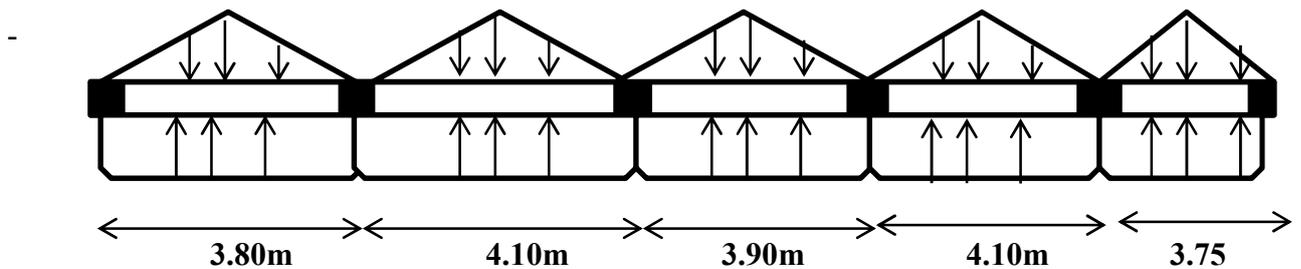


Figure VI. 6 : Schéma statiques de la nervure sens x-x

- Sens longitudinal (x-x)

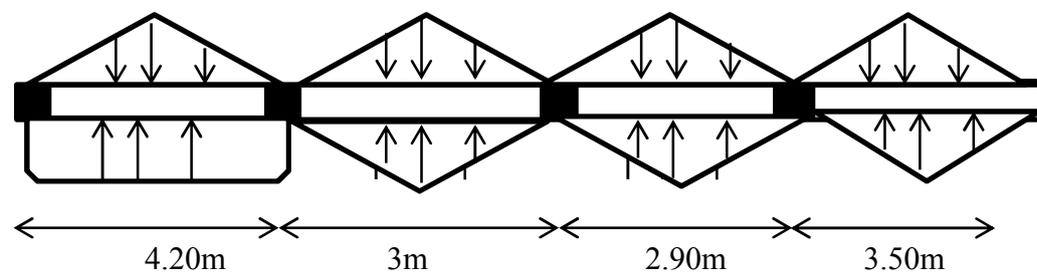


Figure VI. 7 : Schéma statiques de la nervure sens y-y

- **Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h=0.9\text{m} ; h_0=40\text{cm} ; b_0=65 \text{ cm} ; d=85 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{420}{10}; \frac{410}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(42; 205)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 40\text{cm}$$

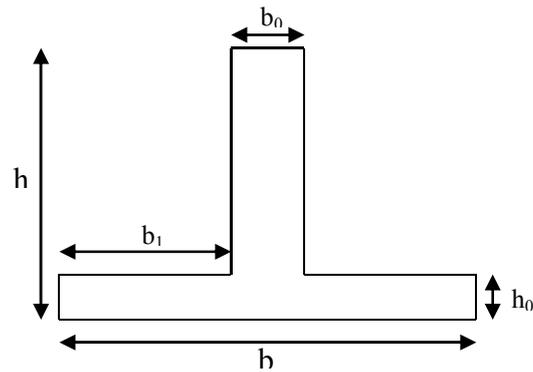


Figure VI. 8 : Section à ferrailer

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 145.cm$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
X-X	Travée	961,86	33,64	2(4HA25)=39,27
	appuis	522,187	17,97	2(2HA25)=19,64
Y-Y	Travée	739,25	25,64	2(3HA25)=29.45
	appuis	654,89	22.64	2(4HA20)=25.13

Tableau VI. 4: section des armatures de ferrailage des nervures de radier.

- **Vérification a L'ELU**
- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.1 * f_{c28}; 4MPa] = 2.5MPa.$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.57; 6.5; 2) = 16mm \quad \text{Soit } \phi_t = 12mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux**
- **Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 40cm$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 ; \Phi_l) = 12cm$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20cm$
- Zone nodale : $St = 10cm$

- **Vérification a L'ELS**
- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obs.	σ_s (MPa)	Obs.
x-x	M_t	728,333	32.26	3261153.03	7.15	vérifiée	177.55	Non vérifiée
	M_a	-395,404	24.17	1772564.31	5.35		204.10	
y-y	M_t	458,214	28.87	2554787.12	5.02		153.34	
	M_a	-703,625	26.94	2215701.51	8.25		281.04	

Tableau VI. 5: **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x et y-y n'est pas vérifiée, donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$. On recalcule à l'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \quad \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}, \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} \dots \text{cahiers de cours de cursus.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{calc} (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	728,333	3.44	0.314	47.47	10T25=49.09
	Appui	-395,404	1.87	0.234	25.02	10T20=31.42
Sens y-y	Travée	458,214	2.96	0.294	29.64	10T20=31.42
	Appui	-703,625	3.33	0.309	45.77	10T25=49.09

Tableau VI. 6: **Résultats de ferrillage à ELS des nervures.**

- Schéma de ferrailage des nervures

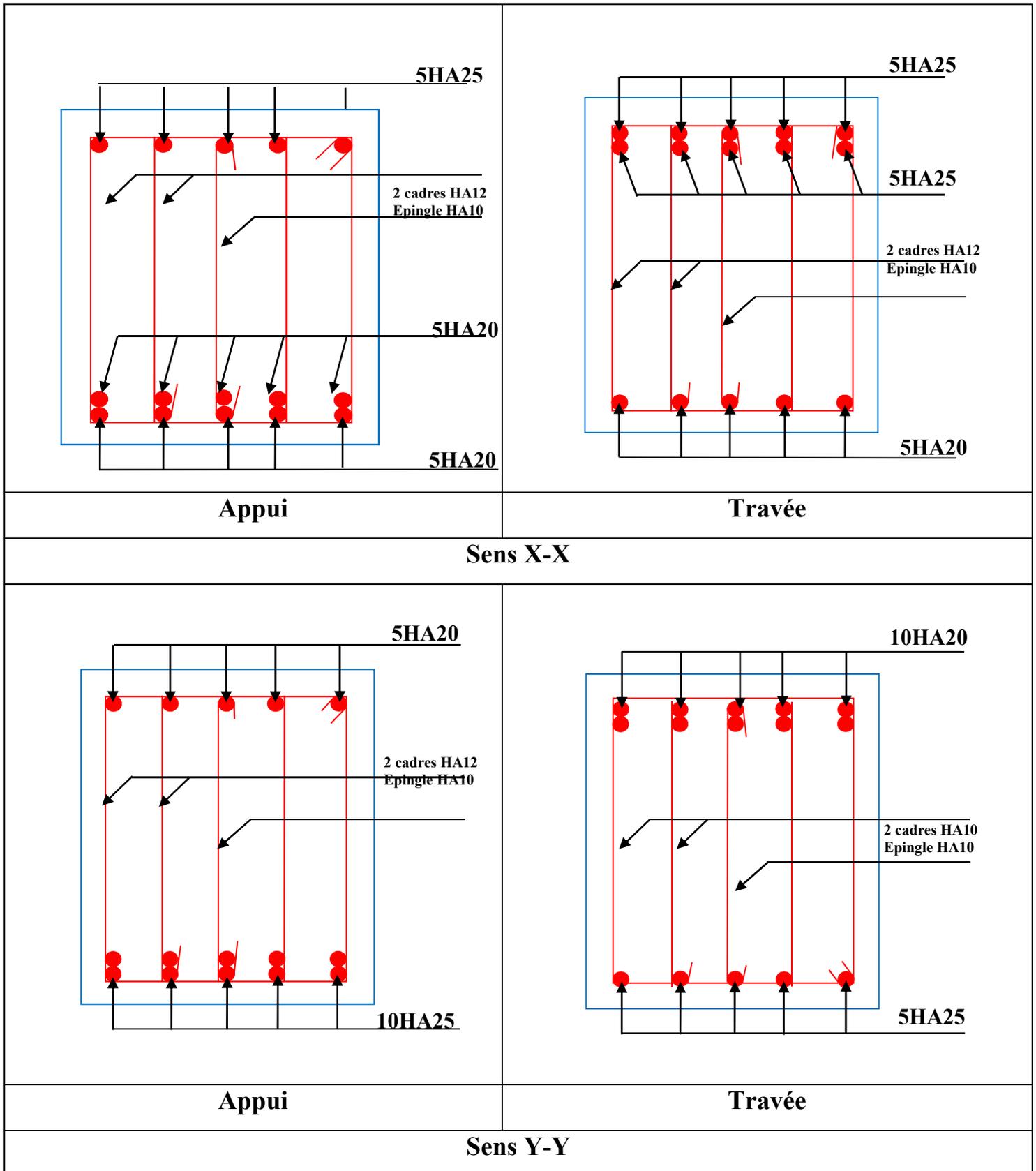


Figure VI. 9: Schéma de ferrailage des nervures

VI.5 Etude du mur de soutènement

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile sera calculé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier). Ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le mur ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure. Elle est estimée selon le **DTR (charges permanentes et surcharges d'exploitations)** à $65\text{KN}/\text{m}^2$

Selon le rapport du sol, les caractéristiques du sol de l'assise de notre structure sont :

- L'angle de frottement interne : $\varphi = 27^\circ$
- La cohésion : $C = 4.8\text{KN}/\text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma_h = 20.2\text{KN}/\text{m}^3$

VI.5.1 Détermination des contraintes

- **Evaluation des charges et surcharges** : Le mur de soutènement est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 19.87\text{KN}/\text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle** : $q = 65\text{KN}/\text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 65 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 24.36\text{KN}/\text{m}^2$$

VI.5.2 Ferrailage du mur

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

- **A L'E.L.U**

$$\sigma_{\max} = 1.5 Q + 1.35 G = 63.36\text{KN}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 36.54\text{KN}/\text{m}^2$$

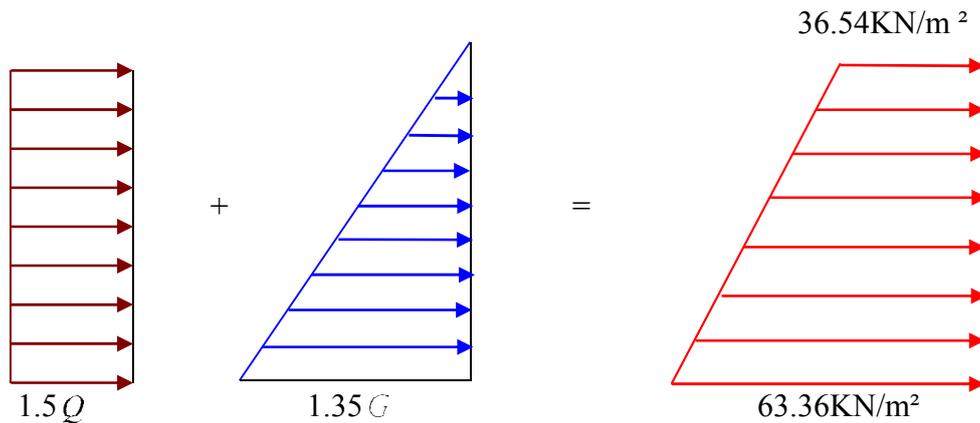


Figure VI. 10: Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 56.65 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 56.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.54 \text{ m}; L_y = 4.1 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

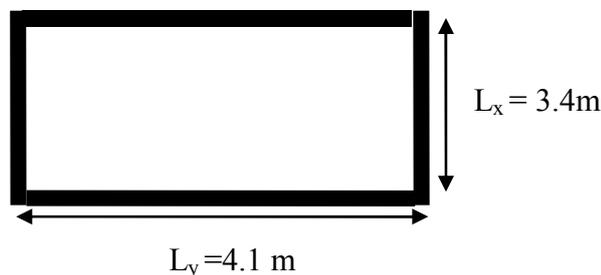


Figure VI. 11: Le panneau le plus sollicité du mur

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad [Annexe 2]$$

$$M_{0x} = 35.29 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 22.28 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 18.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 29.99 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -17.64 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	29.99	0.0651	0.0842	0.1739	4.95	2	4HA14=6.16	25
	YY	18.93	0.0411	0.0524	0.1762	3.08		6HA10=4.71	15
Appui	XX YY	-17.64	0.0383	0.0488	0.1764	2.87	2	6HA10=4.71	15

Tableau VI. 7: Section des armatures du mur de soutènement.

Vérifications à l'E.L.U

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

- Les espacements

Armatures // L_x : St $\leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures // L_y : St $\leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{56.65 \times 3.4}{2} \cdot \frac{4.1^2}{3.4^4 + 4.1^4} = 3.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

a) A L'E.L.S

$$\sigma_{max} = Q + G = 44.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 24.36 \text{ KN/m}^2$$

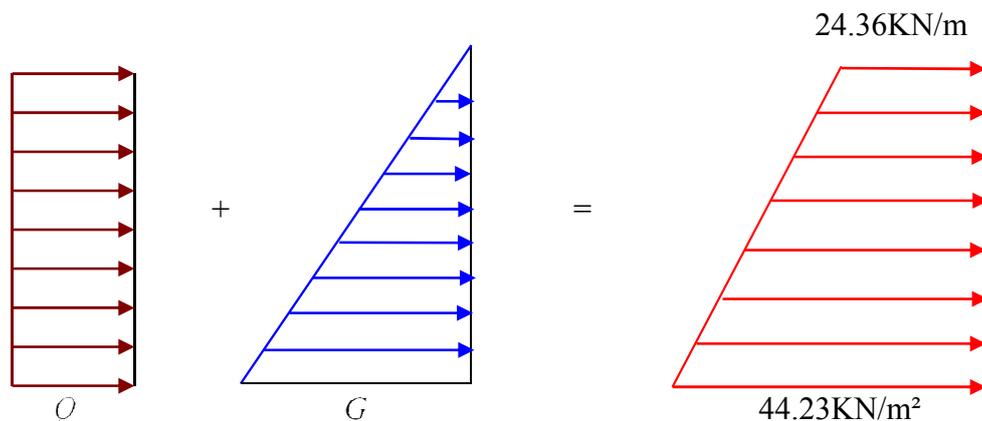


Figure VI. 12: Répartition des contraintes sur le mur a l'ELS

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.26 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 39.26 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 \text{ m}; L_y = 4.1 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad [Annexe 2]$$

$$M_{0x} = 24.46 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 15.44 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 20.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -12.23 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont résumé dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I	σ _{bc} (MPa)	Observat ion	σs(MPa)	Observ
Sens xx	En travée	20.79	3.39	3.8	12082.46	6.53	Vérifiée	366.5	Non Vérifiée
	En appuis	12.23	1.97	2.92	7549.76	4.73	Vérifiée	366.42	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	13.12	2.12	3.08	8052.82	5.01	Vérifiée	364.62	Non Vérifiée
	En appuis	12.23	1.97	2.92	7549.76	4.73	Vérifiée	366.42	Non Vérifiée

Tableau VI. 8: **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.**

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ dans le sens x-x et y-y n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$.

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}$$

Le nouveau ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	β 10 ⁻³	α	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Sens	En travée	20.79	3.18	0.302	6.37	5HA14=7.7

xx	En appuis	12.23	1.87	0.234	3.65	4HA12=4.52
Sens yy	En travée	13.12	2.00	0.241	3.93	4HA12=4.52
	appuis	12.23	1.87	0.234	3.65	4HA12=4.52

Tableau VI. 9: Section des armatures à ELS

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 6$

VI.5.3 Schéma de ferrailage du mur de soutènement

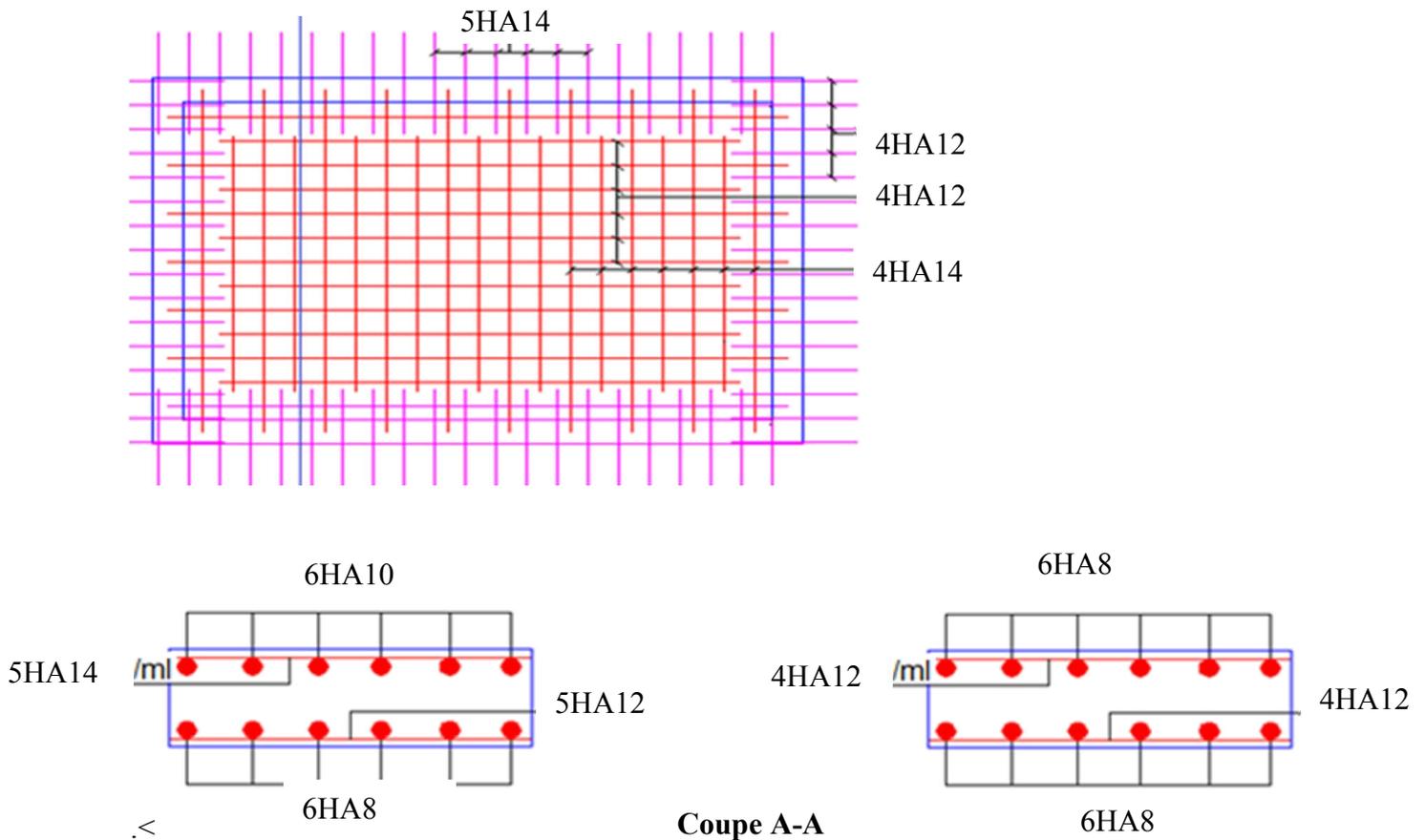


Figure VI. 13: Schéma de ferrailage de mur de soutènement.

Remarque :

Pour le ferrailage de la fondation du mur de soutènement sera ferrillé comme celle du radier générale tout en allégeant le ferrailage du radier dans le sens du mur de soutènement.

VI.6 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'argumentations techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre projet, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale :

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de Génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**SAP2000**) et les programmes conçus pour le calcul tel que le **CBA** et le **BAEL**. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Dans la modélisation nous devant englober tous les éléments de la structure soit structuraux ou non structuraux et ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, 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.
4. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
5. Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	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	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

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	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

AS: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de j jours).

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

E_v : : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_g: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28$ jours.

g: Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

st: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

B_r : Section réduite.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

S_{rad} : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

W : poids propre de la structure.

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

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R 2.2), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Autres documents consultés :

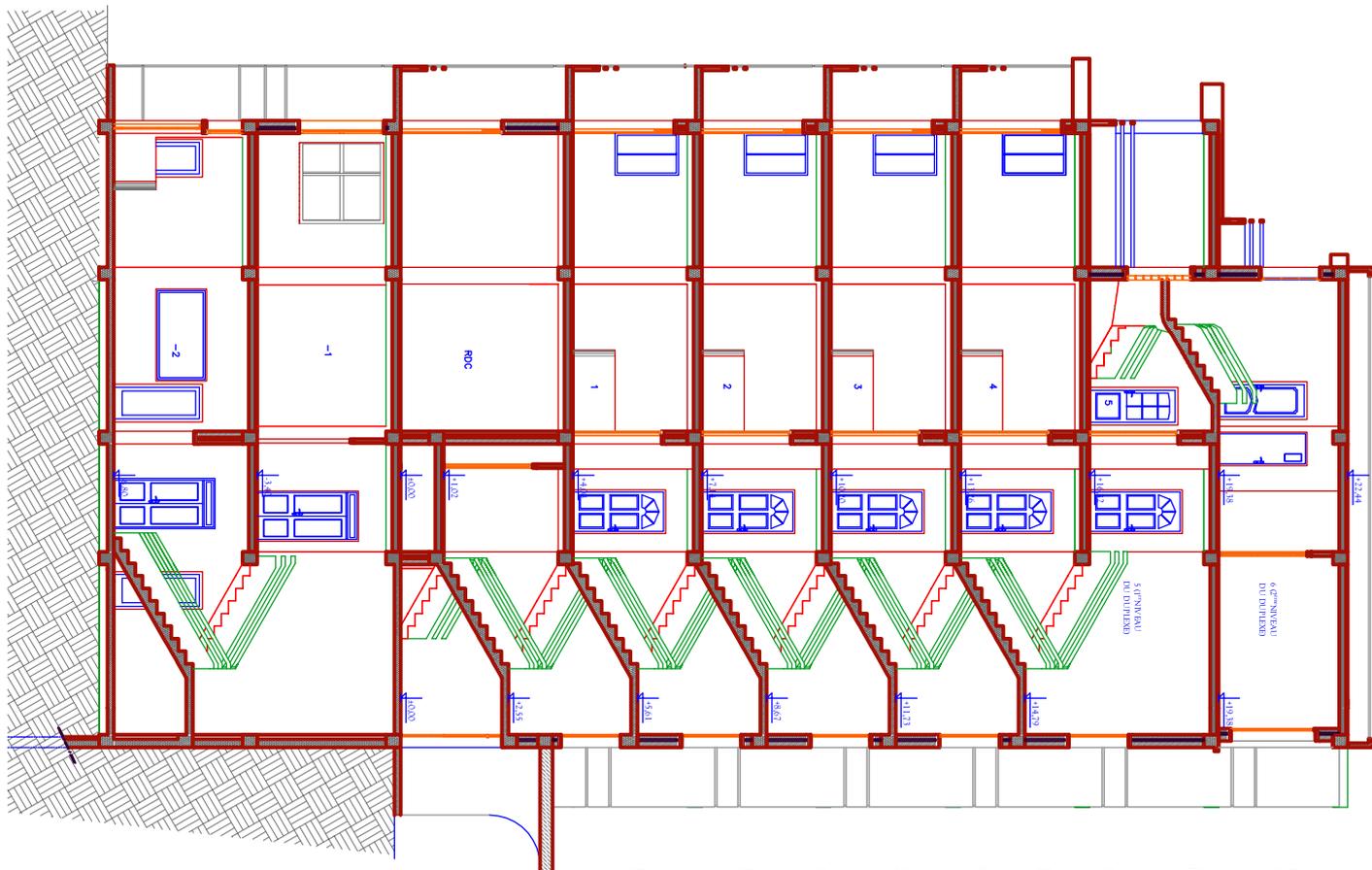
Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels

- ✓ SAP 2000 V14
- ✓ Socotec.

PLAN DE COUPE



PLAN DES FONDATIONS

