

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

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux Et Structures
Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+ 8 ETAGES) A
USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR
UN SYSTEME MIXTE (VOILES-PORTIQUES)**

Sous La Supervision De : M^{me}. BOUGHAMSSA

Etablie Par :
BRIKH M'HAMMED
BRIKH ABBAS

Membres De Jury :

M^{me}. MEZIANI

M^{me}. GUETTAFI

Promotion 2015/2016

Remerciements

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

- A nous familles, pour leurs encouragements et soutiens infinis durant notre parcours d'études
- A M.BOUGHAMSSA notre promoteur, pour avoir acceptée de nous guider durant la période de la réalisation de ce travail
- Aux membres de jury pour avoir acceptés d'évaluer notre travail
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à:

- Mon chers père qui me soutien infiniment, et m'encourage de faire plus dans mes études, et pour lui, je le promets de travailler toujours pour qu'il soit fier de moi.
- A ma très chère mère qui reste toujours la lumière qui alumine mon chemin, et l'espoir qui me pousse à atteindre mes ambitions et objectifs.
- A ma grande mère qui ne cesse pas de prier dieu pour que je me réussisse.
- A mes frères qui m'encouragent toujours :Khellaf, Lhacene, Imed, Rabia Et Amira
- A tous mes amis qui ne sont pas comme les autres B.Djamel, A. Said, A.Fahem, B. Mhenni, B.Massinissa, B.Lamine , et pour tous les autres ami(e)s et camarades qui ont pris une place dans mon cœur qu'il les suffit, mais cette page ne les suffit pas.
- Mon binôme et toute sa famille.

B . M' hammed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents.
- Mon frère Mhenni.
- Mes sœurs Souad, Kahina, Lydia, Aicha et Kaltoum
- Mes cousins et cousines.
- Mon binôme et sa famille.
- Mes copains de chambre et tous mes amis et en particulier Mohand laid et Youfer.
- Et ceux qu'ils sont chers pour moi.

B. Abbas

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
I.1. présentation de l'ouvrage	02
I.2. Description architecturale de l'ouvrage :	02
I.3. Définition des éléments de l'ouvrage	03
I.4. Regles et normes utilisées	04
I.5. Indication générales sur les règles de BAEL.....	04
I.6. Action et sollicitation de calcul.....	06
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	10
Conclusion	24
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	25
INTRODUCTION	25
II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	25
II.1.1. Les planchers	25
II.1.1.1. Planchers corps creux	25
II.1.1.2. Les dalles pleines	26
II.1.2. Les Poutrelles	29
II.1.3. L'acrotère	30
II.1.4. Les escaliers	31
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	39
II.2.1. Les poutres	39
II.2.2. Les poteaux	40
II.2.3. Les voiles	40
II.3 : Evaluation des charges et surcharges	41
II.4. Descente de charge	45
II.5. vérifications du poteau le plus sollicité	62
Conclusion	67
Chapitre III : Etude des éléments secondaires.....	68
INTRODUCTION	68
III.1. ETUDE DES PLANCHERS	68
III.1.1. Planchers corps creux	68

III.2. Etudes des dalles pleines.....	100
III.3. Etude de l'escalier.....	104
III.4. Etude de l'acrotère	123
III.5. Étude de l'ascenseur	130
III.6. Etude des poutres de chainages	140
CONCLUSION.....	146
Chapitre IV : Etude dynamique	147
Introduction.....	148
IV.1. Objectifs et exigences	148
IV.2 Méthodes de calcul	149
IV.3. Disposition des voiles	154
IV.4. Vérification et Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	155
IV.5. Justification de la largeur des joints sismiques	163
CONCLUSION	164
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	165
Introduction	165
V.1. Etude des poteaux	165
V.2. Etude des poutres	174
V.3. Etude des voiles	186
CONCLUSION.....	200
Chapitre VI : Etude des fondations	201
Introduction	201
VI .1. Choix du type de fondation	201
VI.2. Vérification des fondations superficielles.....	202
VI .3. Les sollicitations sur les nervures	210
VI.4. Calcul du voile périphérique :	215
Conclusion.....	219
CONCLUSION GENERALE.....	220
BIBLIOGRAPHIE.....	221
ANNEXES	222

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	17
Tableau I.2 : L'enrobage des armatures [BAEL91].....	21
Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	24
Tableau II.1 : caractéristique d'escalier.....	38
Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	41
Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant.....	41
Tableau II.4: évaluation des charges du balcon.....	42
Tableau II.5: évaluation des charges du balcon.....	42
Tableau II.6: évaluation des charges sur la volée.....	43
Tableau II.7: évaluation des charges du palier.....	43
Tableau II.8: évaluation des charges sur la volée d'escalier d'entrée.....	44
Tableau II.9: évaluation des charges sur la plateforme d'escalier d'entrée.....	44
Tableau II.10: évaluation des charges des murs extérieurs.....	45
Tableau II.11: descente de charges pour le poteau (G2).....	52
Tableau II.12: descente de charges pour le poteau (E4).....	61
Tableau II.13 : Vérification de la résistance a la compression.....	63
Tableau II.14.Vérification du flambement des poteaux dans tous les niveaux.....	65
Tableau III.1. : Les différents Types de poutrelles.....	69
Tableau III.2 : Les différents Types de poutrelles.....	70
Tableau.III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	74
Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher entre sol.....	82
Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le Plancher entre sol.....	83
Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	84
Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.....	84
Tableau ; III.8. : Sollicitations maximales dans Les poutrelles les plus défavorables.....	85
Tableau III.9.Le calcul du ferrailage à l'ELU.....	97
Tableau III.10.Evaluation de la flèche.....	98

Tableau III.11. Le ferrailage des différentes poutrelles :.....	98
Tableau III.12.Schéma de ferrailage des poutrelles.....	99
Tableau N°III. 13:Calcul des armatures principales pour la dalle.....	102
Tableau III.14. : Ferrailage à ELU.....	108
Tableau III.15 : Sollicitation à ELS.....	109
Tableau III.16 : Etat limite de compression du béton.....	110
Tableau III.17 : Calcul de la flèche.....	112
Tableau.III.18 : Les sollicitations de la poutre palière.....	114
Tableau.III.19: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	115
Tableau III.20 : Section d'armatures.....	117
Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de béton.....	118
Tableau III.22 : ferrailage de l'escalier étage courant.....	120
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	121
Tableau III.24 : Calcul de la flèche.....	122
Tableau III. 25 : Charges et surcharges.....	124
Tableau.III.26 : Combinaison d'action de l'acrotère.....	125
Tableau III.27: Résultats de calcul des contraintes.....	134
Tableau .III.28 : Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines.....	137
Tableau .III.29: Résultats de calcul des contraintes.....	139
Tableau III.30: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	140
Tableau III.31: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	143
Tableau : IV.1. Valeurs des pénalités P_q	151
Tableau IV.2. : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	155
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	155
Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	158
Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens XX.....	159
Tableau IV.6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens YY.....	159
Tableau IV.7: vérification de l'effort normale réduit de compression	160
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens xx.....	161
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens yy	161
Tableau IV.10 : Vérification de L'effet P- Δ	162
Tableau IV.11 : Vérification de L'effet P- Δ	163

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	
Selon le RPA.....	166
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux	168
Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux.....	168
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux.....	169
Tableau V.5: Justification de l'effort normale ultime.....	170
Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton.....	172
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	173
Tableau. V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres	
Selon le RPA.....	175
Tableau V.9 : Sollicitations dans les poutres principales.....	177
Tableau V.10 : Sollicitations dans les poutres secondaires.....	177
Tableau V.11 : Sollicitations dans les poutres palières et chainages.....	178
Tableau V.12: Ferrailage des poutres.....	178
Tableau V.13: Vérification du pourcentage des armatures longitudinale.....	180
Tableau .V.14 : Vérification de la contrainte tangentielle à L'ELU.....	180
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	182
Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux.....	184
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales.....	184
Tableau V.18 : ferrailage du voile plein Vasc (xx).....	189
Tableau V.19 : ferrailage du voile plein Vasc (yy).....	190
Tableau V.20 : ferrailage du voile plein Vasc (yy).....	191
Tableau V.21 : ferrailage du voile plein V1 (xx).....	192
Tableau V.22 : ferrailage du voile plein V2 (xx).....	193
Tableau V.23 : ferrailage du voile plein V3 (xx).....	194
Tableau V.24 : ferrailage du voile plein V4 (xx).....	195
Tableau V.25 : ferrailage du voile plein V1 (yy).....	196
Tableau V.26 : ferrailage du voile plein V2 (yy).....	197
Tableau V.27 : ferrailage du voile plein V3 (yy).....	198
Tableau V.28 : ferrailage du voile plein V4 (yy).....	199
Tableau. VI.1 : Tableau du ferrailage du radier.....	208
Tableau. VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton.....	209
Tableau. VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	209

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU.....	211
Tableau VII.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	212
Tableau VI.6.Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	213
Tableau VI.7.Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	214
Tableau VI.8. Ferrailage du voile	217
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le voile	218

LISTE DE FIGURES

Figure I.1 : Evaluation de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton...	11
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion).....	14
Figure I. 3 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	15
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation à l'ELS.....	16
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	18
Figure .I.5. Diagramme des déformations limites (ELU).....	22
Figure II.1 : Plancher à corps creux	26
Figure II-2 : Dalle sur 2 appuis.....	27
Figure II-3 : Dalle sur 2 appuis	27
Figure II-4 : Dalle sur 2 appuis	27
Figure II-5 : Dalle sur 4 appuis.....	28
Figure II.6 : Schémas d'une poutrelle	29
Figure II.7 : schémas d'un acrotère.....	30
Figure II.8 : Vue en 2D d'un escalier en BA.....	32
Figure II.9 : Vue en plan de l'escalier.....	33
Figure II.10 : Schéma statique d'escalier.....	33
Figure II.11 : Vue en plan de l'escalier.....	35
Figure II.12. Schéma statique d'escalier.....	35
Figure II.13 : Vue en plan de l'escalier d'entrée.....	36
Figure II.14. Schéma statique d'escalier d'entrée.....	36
Figure II.15. Coupe horizontale d'un voile	40
Figure II.16 : schéma des cloisons extérieures.....	45
Figure II.17: surface afférente du plancher terrasse (+27.54 m).....	46
Figure II.18: surface afférente du plancher (+24.48m et +21.42m).....	47
Figure II.19: surface afférente du plancher (+18.36 m, +15.30 m, +12.24m).....	48
Figure II.20: surface afférente du plancher (+9.18m, +6.12m et +3.06m).....	49
Figure II.21: schémas statique de la descente de charge	51
Figure II.22: surface afférente du plancher terrasse (+27.54 m).....	54
Figure II.23: surface afférente du plancher (+24.48 m, +21.42m).....	55
Figure II.24: surface afférente du plancher (+18.36m, +15.30m et +12.24m)	56
Figure II.25: surface afférente du plancher (+9.18, +6.12 m et +3.06)	58
Figure II.26: schémas statique de la descente de charge	60
Figure. III.1: Schéma d'une Poutre.....	70
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.....	72
Figure III.3 schéma statique d'une poutrelle type 6.....	74
Figure III.4 : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis.....	79
Figure III.5 : Dimensions de la poutrelle.....	87
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	99
Figure III.7 : dalle sur 2 appuis.....	100
Figure.III.8. schéma statique de la dalle	101
Figure III. 9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur deux appuis.....	103

Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier.....	104
Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	105
Figure.III.13 : schéma de ferrailage d'escalier principale	112
Figure III.14 : schéma de la poutre palière.....	113
Figure III.15 : Diagramme des moments de la poutre palière.....	114
Figure III.16 : Section considérée dans le calcul de la torsion.....	116
Figure III.17 : Ferrailage de la poutre palière.....	119
Figure III.18 : schéma statique de l'escalier d'entré	119
Figure III.19 : schéma statique de l'escalier d'entré.....	119
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'entré.....	123
Figure III.21 : coupe transversale.....	124
FigureIII.22.Section à ferrailer.....	126
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	130
Figure III.24 : L'ascenseur.....	135
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	139
Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de la poutre chaînage type1.....	142
Figure III. 27 : Schéma de ferrailage de la poutre chaînage type 2.....	145
Figure IV.1 : vue en 3D de la structure.....	147
Figure IV.2 : Spectre de réponse extrait de logiciel Robot.....	153
Figure IV.3 : Disposition adopté des voiles.....	154
Figure IV.4-1er Mode de vibration de déformation (T=0.66s) : translation suivant x-x'....	156
Figure IV.5-2eme Mode de vibration de déformation (T=0.65s) : translation suivant y-y'..	157
Figure IV.6-3eme Mode de vibration de déformation (T=0.57s) : rotation suivant z-z'....	157
Figure IV.7. Joint sismique.....	163
Figure V.I. Zone nodale.....	166
Figure V.2 : L'allure de contrainte d'une section entièrement comprimé d'un poteau.....	171
Figure V.3 : L'allure de contrainte d'une section partiellement comprimé d'un poteau.....	171
Figure V.5 : Dispositions constructives des portiques.....	176
Figure V.6. Zone nodale.....	183
Figure V.7. Les arrêts des chapeaux	185
Figure. V.9 : Schéma d'un voile pleine.....	188
Figure VI-1. Vue en plan de la semelle.....	202
Figure VI-2.Coupe P-P'.....	202
Figure VI.3 : Schéma d'une semelle filante.....	203
Figure VI.4 : Schéma du poinçonnement.....	205
Figure VI.5.Dalle sur quatre appuis.....	207
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier.....	210
Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	211
Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales.....	212
Figure.VI.9.Section à ferrailer.....	212
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.....	214
Figure VI.11 : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.....	216
Figure VI.12 : Schéma se ferrailage de voile périphérique	218

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet, l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur. Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Notre travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel Robot analysis professionnel.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations à été menée.

Introduction

L'étude d'une structure de génie civil nécessite des connaissances de base telles que les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui lors de l'étude, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiaux à l'étude de notre projet.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation classé selon le RPA 99.V2003 (Article 3.2) comme étant un ouvrage de moyenne importance (groupe d'usage 2), tel que: $H=27.54m < 48m$.

L'ouvrage est situé à Tala Ouada, village Tala Ouriane, Wilaya de Bejaia, situé sur un versant terrassé en gradins, classé d'après le RPA99.V2003 comme une zone de moyenne sismicité **IIa**.

Le versant est terrassé en plates formes en gradins, limité au Sud par la propriété Bouchabah Azedine au Nord par la propriété Hamadi Nadir, à l'Est par la propriété Bouchabah Boualem, à l'Ouest par la propriété Mansouri Hocine et au Sud-ouest par la propriété Birem Rafik

I.2. Description architecturale de l'ouvrage :

- Hauteur total du bâtiment = 27.54 m
- Hauteur d'étage = 3.06 m
- La longueur de bâtiment : $L_x = 22.70$ m
- La largeur de bâtiment : $L_y = 13.70$ m
- La surface totale de bâtiment = 310.99 m

La structure objet de notre étude est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, car les exigences des règlements parasismique algérienne (RPA) pour toute structure ayant une hauteur supérieur à 14 m en zone IIa, il est primordiale d'utiliser des voiles

de contreventement. C'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Les planchers : Sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, seront constitués de corps creux (entrevous), et une dalle de compression en béton armé. Les fonctions principales du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales (G + Q) aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux et voiles), ainsi que la résistance mécanique, l'isolation thermique et phonique.

I.3.2. Les balcons : Sont des éléments en dalle pleine (BA)

I.3.3. Les escaliers : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place dans notre cas on a un seul type d'escalier à deux volées.

I.3.4. Les maçonneries : La maçonneries utilisée sont:

- Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. La terrasse : Dans notre projet on a un seul type de terrasse :

Une terrasse inaccessible qui va servir de couverture pour la cage d'escalier.

I.3.6. L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse. Dans notre projet on a un seul type d'acrotère :

- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.3.7.L'ascenseur : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Indication générales sur les règles de BAEL

I.5.1. Etats limites :

Définition :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure, ou un élément de la structure est mis hors service c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il a été conçu. On distingue deux états limites : Etats limites ultime (de résistance, de stabilité de forme) et les états limites de services (de compression de béton, d'ouverture de fissure, de déformation) résumés ci-dessous.

I.5.1.1 Etat limite ultime (ELU):

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage) ou d'un de ces éléments (perte d'équilibre statique, rupture des sections non ductiles, ou déformation plastique excessives, instabilité de forme) sont dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, on trouve trois états limites ultimes.

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).

- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.
- Etat limite ultime de forme (flambement): les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

Les hypothèses de calcul :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligée.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- la section d'un groupe de barres est remplacée par unique située au centre de gravité du groupe.

I.5.1.2. Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture des fissures, compression du béton, déformation excessive des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers ou rendant la structure impropre à remplir sa fonction, étanchéité, isolation ...etc.), sont dépassement entraine un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, on distingue trois états limites :

- Etat limite de service de compression de béton :cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

Les hypothèses de calcul :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1,2,3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.6. Les actions et les sollicitations

I.6.1. Les actions

Ce sont des différentes actions (charges) auxquelles sera soumise la construction autrement dit, sont les forces directement appliquées à une construction, elles sont classées en trois catégories (actions permanentes, actions variables et actions accidentelles), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis). Les valeurs de ces actions à introduire dans le calcul ont un caractère nominal et constituent des approximations des valeurs caractéristiques définies dans les directives réglementaires.

a) Les actions permanentes(G) :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, elles comportent :

- le poids propre de la structure : calculé d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant prise égale à **25KN/m³**.
- pour les bâtiments: le poids des cloisons et revêtement.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations permanentes imposées à la construction (les tassements désinentiels, le raccourcissement dû au retrait)

b) Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Elles sont définies par les textes réglementaires et normatifs en vigueur, on distingue :

- Les actions d'exploitations qui sont défini par les conditions propres d'utilisation de l'ouvrage ou par des normes et règlement (RPA, DTR, Fascicule...etc.)
- Les actions climatiques (neige et vent).

- Les actions dues à la température : ces actions correspondent à des dilatations linéaires relatives.
- les actions appliquées en cours d'exécution.

c) Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions qui proviennent de phénomènes naturels qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application telle que :

- Les séismes.
- Les incendies.
- Les chocs des véhicules.
- Les explosions.

I.6.2. Les sollicitations de calcul

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elles, les sollicitations sont exprimées sous forme de forces, d'efforts (normaux, tranchants), de moments (de flexion, torsion), et des déplacements apportés à une section ou un élément.

Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons d'action.

Sollicitation de calcul vis-à-vis à l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.6.3. Les combinaisons d'action : Soit :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

a): Combinaison d'action à l'ELU

Situation durable ou transitoire :

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

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

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

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

γ_{Q1} : (Coefficient multiplicateur) vaux **1.5** dans le cas général et **1.35** dans les cas suivants :

- La température
- Les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

Situations accidentelles :

on prend compte de l'action accidentelle

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

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

b): Combinaison d'action à l'ELS

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

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

c): Combinaisons d'actions données par le RPA 99.V2003

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

Situation accidentelles :

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad G + Q \pm E &\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E_X \\ G + Q \pm E_Y \end{cases} \\ \blacksquare \quad 0.8 G \pm E &\Rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E_X \\ 0.8G \pm E_Y \end{cases} \end{aligned}$$

Pour les structures auto- stables (poteaux - poutres)

$$\blacksquare \quad G + Q \pm 1.2E \Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm 1.2 E_X \\ G + Q \pm 1.2E_Y \end{cases}$$

Avec : G : étant l'action permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées

$E_{(X, Y)}$: l'action du séisme selon le repère globale .

d): Combinaisons d'actions données par le BAEL:

Situation durables :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

I.7. Les caractéristiques des matériaux**I.7.1 Le béton****a) Définition**

Le béton est un matériau composite homogène constitué de granulats 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.7.1.1. Les constituants du béton

- **Le ciment :** C'est un liant hydraulique résultant 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 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.

❖ Les avantages de béton :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux incendies.
- Une possibilité d'obtenir les éléments préfabriqués de différentes formes.

I.7.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton

a) résistance caractéristique à la compression (f_{cj}) : d'après le BAEL 91 (A2.1,11) le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique ou spécifiée requise notée (f_{c28}) elle est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindrique en béton normalisée (**16cm*32cm**) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

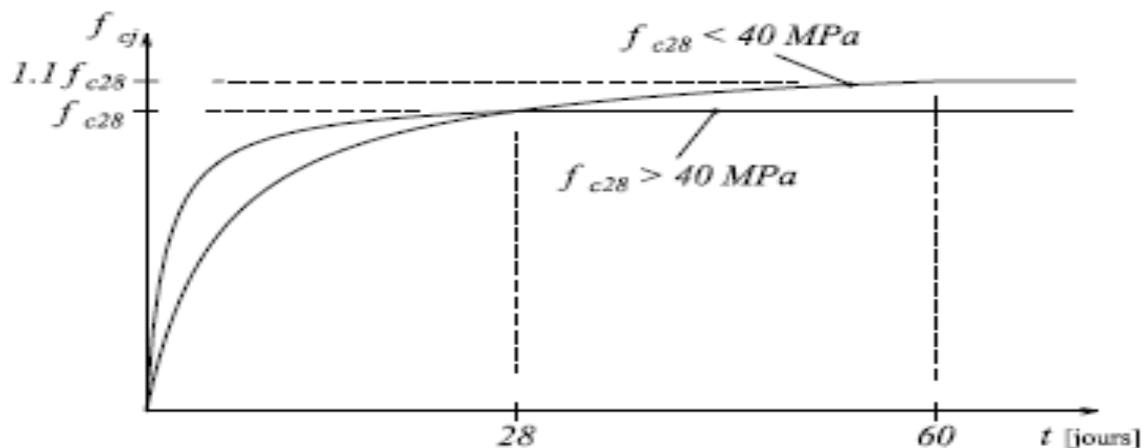


Figure I.1: Evaluation de la résistance à la compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance à la traction est mesurée par un essai de traction axial, on distingue deux modes opératoires différentes :

- traction par flexion d'éprouvette prismatique non armée.
- traction par fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations suivantes :

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

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

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

c) Module de déformation longitudinale du béton

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

• A court terme (instantané E_{ij}) :

D'après le BAEL 91 (A.2.1.21), sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet a défaut de mesures qu'a l'âge de j jour le module de déformation longitudinale instantané de béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) d'où : $E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$.

Cette formule n'est pas valable pour la vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme, pour lesquelles des règles particulières sont données

• A long terme (différé E_{vj}) :

D'après le BAEL 91 (A.2.1.22), sous des chargements de longue durée (cas courant) , le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{ou} \quad E_{vj} = E_{ij}/3$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ en a :

$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$.

d) Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0,2$ pour le calcul de déformation à l'ELS

e) Module de déformation transversale du béton (G)

Le module de déformation transversale est fonction du module de déformation instantanée (E_{ij}), et du coefficient de poisson, donné comme suite :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \quad \text{Avec :}$$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

pour le calcul des sollicitation: $\nu = 0 \Rightarrow G = 0,5 * E_{ij}$ à l'ELU.

pour le calcul des déformations : $\nu = 0,2 \Rightarrow G = 0,42 * E_{ij}$ à l'ELS.

f) Les contraintes limites du béton**▪ La contrainte de compression à l'ELU**

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

Avec :

θ : le coefficient d'application

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

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

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

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

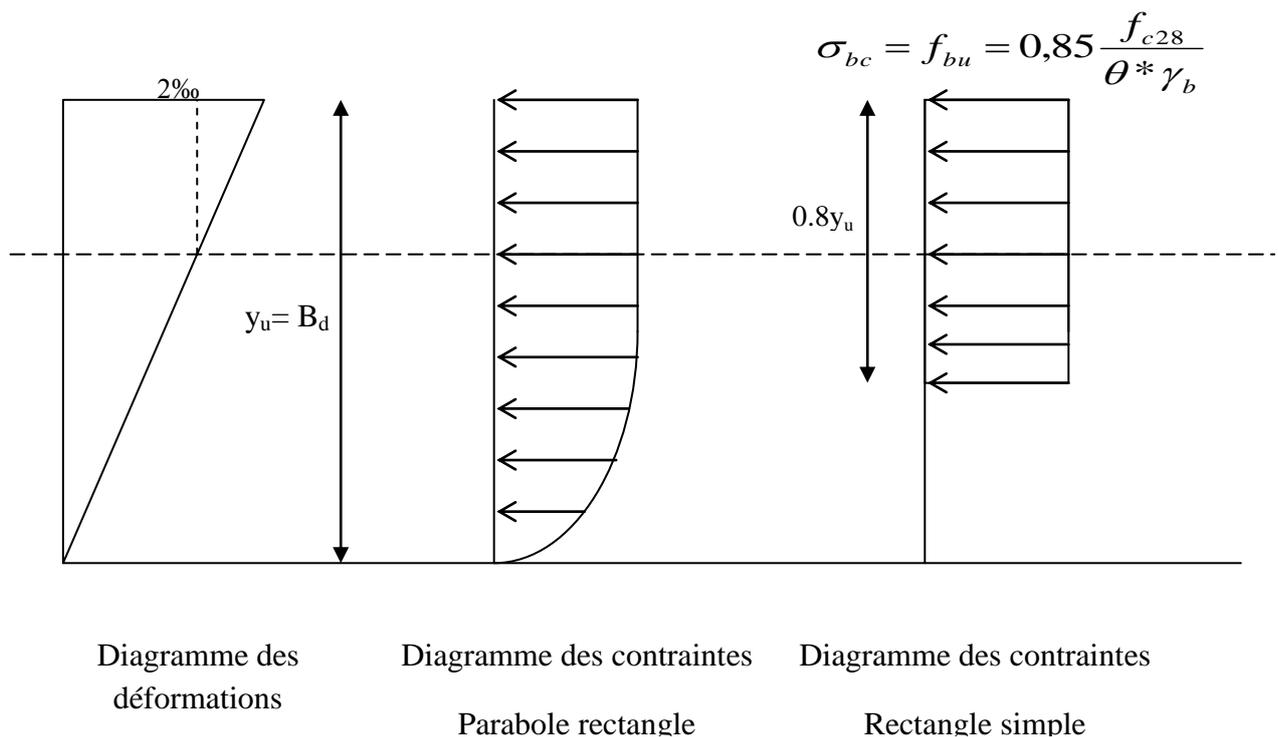


Figure I.2 :Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression - flexion)

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24h d'où :

$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ (situation durable).

$\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$ (situation accidentelle).

▪ **Diagramme contrainte -déformation**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h=32\text{cm}$, $D= 16\text{cm}$) à un essai de compression.

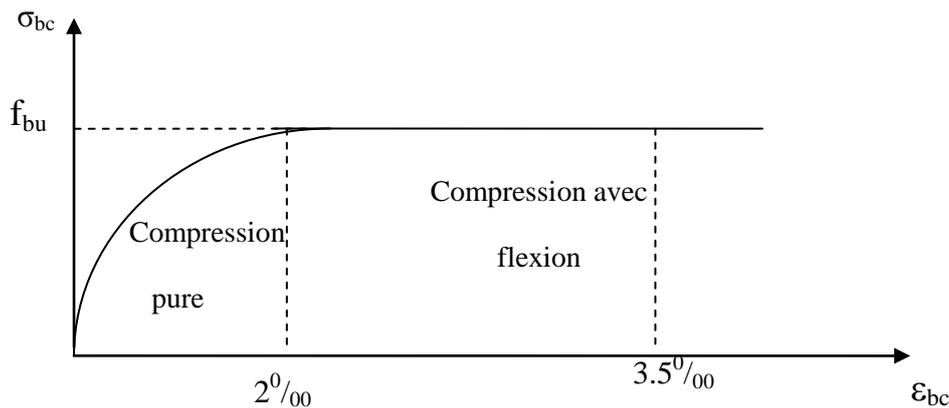


Figure I. 3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.3) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- **2‰** : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- **3.5 ‰** : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{c28}.10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

ε_{bc} : raccourcissement de béton

▪ **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

La contrainte ultime de cisaillement est limité par : $\tau \leq \tau_{adm}$

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

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

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

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

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

▪ La contrainte de compression à l'ELS

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire donnée par la relation suivante :

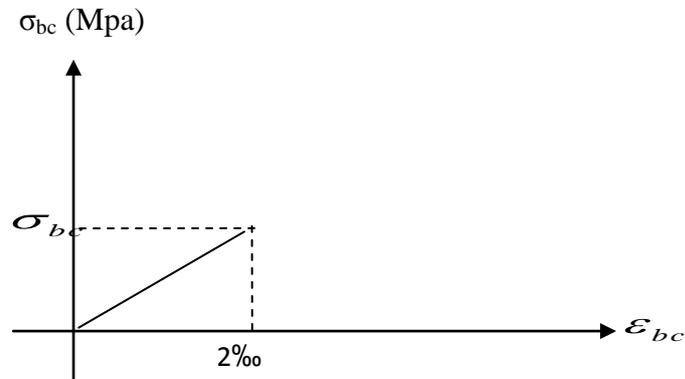


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limité par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

I.7.2. Les aciers

I.7.2.1. Définition

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, sont rôles principales est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton, ainsi que une bonne adhérence avec le béton.

Dans ce qui suit, le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

I.7.2.2. Différents types d'aciers : Les aciers utilisés dans le béton armé sont :

a) Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, qui ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, les nuances utilisés sont FeE215 et le FeE235 de diamètres nominales (6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 ; 50) mm

b) Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton, on a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les **RL**

c) Treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement (maillage).

I.7.2.3. Caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau:I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers:

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

D'après l'article 7.2.2 du RPA99, les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e < 500 \text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

1.7.2.4. La résistance de calcul de l'acier

a) Résistance de calcul à l'E.L.U

D'après le BAEL 91(art.2.2, 2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contrainte(σ_{bc}) -déformations (ϵ_{bc}) ci-dessous :

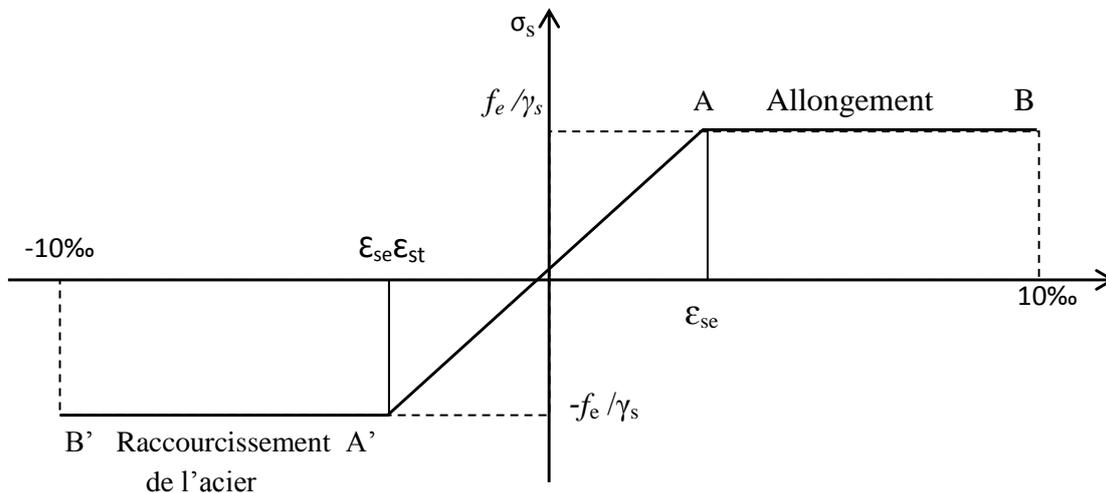


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Pour $\epsilon_{se} \geq 0$ $\sigma_{st} = E_s \cdot \epsilon_s$

Pour $\epsilon_{se} \leq 0$ $\sigma_{st} = f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier} = \begin{cases} 1,15 \rightarrow \text{cas courant} \\ 1,00 \rightarrow \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Dans notre cas en utilise un acier FeE400 :

$f_{su} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

b) A l'Etat limite de service

Selon le BAEL 91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Cas ou la fissuration est peu nuisible (peu préjudiciable) (BAEL 91 A.4.5.32)**

Pour limité la fissuration il convient dans la mesure du possible :

- d'évité les très petites diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- de prévoir de plus grand de nombre de barre compatible avec une mise en place laisse correcte du béton.

Dans ce cas, il n y'a aucune vérification particulière requise en dehors des prescriptions exigées par ailleurs (condition de non fragilité, disposition particulière à certaines éléments)

- **Cas ou la fissuration est nuisible (préjudiciable) (BAEL 91 A.4.5.33) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations.

Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

- la contrainte de traction des armatures est limité à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ MPa}$$

- le diamètre des armatures les plus proche des parois est ou moins égale à 6 mm.
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égale : $e = \min [25 ; 2h]$ cm.

h : épaisseur totale de l'élément.

- **Cas ou la fissuration est très nuisible (très préjudiciable)(BAEL 91 A.4.5.34) :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés a un milieu très agressif (eau de mer, l'atmosphère marine, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosive) ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas en observe les règles suivantes :

La contrainte de traction des armatures est limité à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ MPa}$$

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton en Mpa

- le diamètre des armatures les plus proche des parois est ou moins égale à 8 mm.
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égale : $e = \min [20 \text{ cm} ; 1,5h \text{ cm}]$
h : épaisseur totale de l'élément.
- les armatures de peau pour les poutres de grande hauteur ont une section ou moins à $5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement (BAEL 91 A.8.3)
- lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres dans le diamètre $\emptyset \geq 20 \text{ mm}$ l'écartement de celles-ci dans le sens horizontale et au plus égale $3\emptyset$.

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les hautes adhérences} \\ 1,3 & \text{pour des diamètres inférieurs à 6 mm} \end{cases}$$

I.7.2.5. Protection des armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures [BAEL91]

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm(1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.7.3. Hypothèses de calcul

I.7.3.1. Hypothèses de calcul aux états limite ultimes de résistance :

H.1. Les sections droites restent planes après déformation (sauf lorsque la sollicitation appliqué comporte un bi-moment) « hypothèse de Navier ».

H.2. Il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H.3. La résistance a la traction de béton est négligée a cause de la fissuration.

H.4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

- en flexion $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

- en compression simple $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

H.5. L'allongement relatif des armatures les plus tendue supposées concentrées an leur centre de gravité, est limité à 10 ‰ .

H.6. le diagramme linéaire des déformations d'une section droite passe au moins par l'un des trois pivot A,B,C défini ci-dessous.

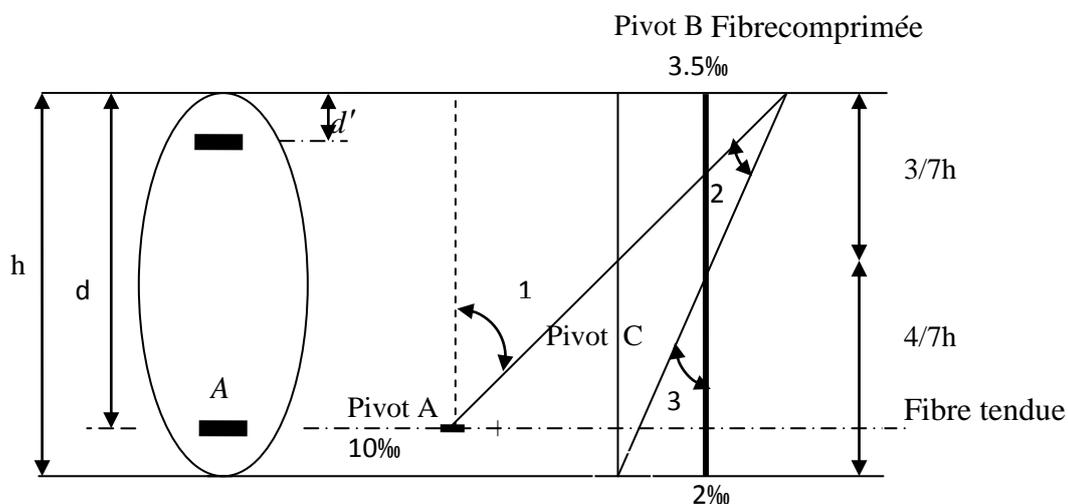


Figure I.5. Diagramme des déformations limites (ELU)

Les règles des trois pivots consistent à trouver les positions limites du diagramme des déformations d'une section, la section étant sollicitée à l'état limite ultime selon les différents types de sollicitations normales qui sont : la traction pure, la traction excentrée, la flexion simple, la flexion composée, la compression pure.

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0,2596 \times d$
- Le pivot B si $0,2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la figure ci-dessus. On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- $f_e = 400$ MPa.

I.7.3.2. Hypothèses de calcul aux états limite de service :

H.1. Les sections droites restent planes.

H.2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H.3. L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

H.4. La résistance à la traction du béton est négligée.

H.5. Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, ou coefficient d'équivalence, est $\eta = \frac{Es}{Eb} = 15$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

Conclusion:

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau: I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
	Limite d'élasticité f_e	
	Module d'élasticité	400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	$2 \cdot 10^5$
	*situation courante	400
Acier	Contrainte à l'ELS : *FPN	348
	*FN : $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	/
	*FTN : $\bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$	220
	η : Coefficient de fissuration	
	$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)	186
	*FTN	

Introduction :

Le pré-dimensionnement consiste à déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, plancher...). Pour reprendre les efforts sollicitant dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, et pour cela nous nous référons aux recommandations des règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.1. Pré-dimensionnement des éléments secondaires (non structuraux)

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.1.1. Les planchers :

a. Définition

Les planchers sont des aires planes minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils peuvent être en corps creux ou en dalles pleines, sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Aussi sert à l'isolation thermique et acoustique des différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées (bâtiment à usage d'habitation).

Et nous avons opté pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- les balcons.
- Panneau de dalle de l'escalier (palier et paillasse).
- Panneau de dalle.

b. Planchers à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

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

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire la flèche. Sur les plans de coffrages de pré-dimensionnement; nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

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

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

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 320-30=290 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{290}{22.5} \implies h_t \geq 12.88 \text{ cm}$$

h : hauteur du corps creux.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

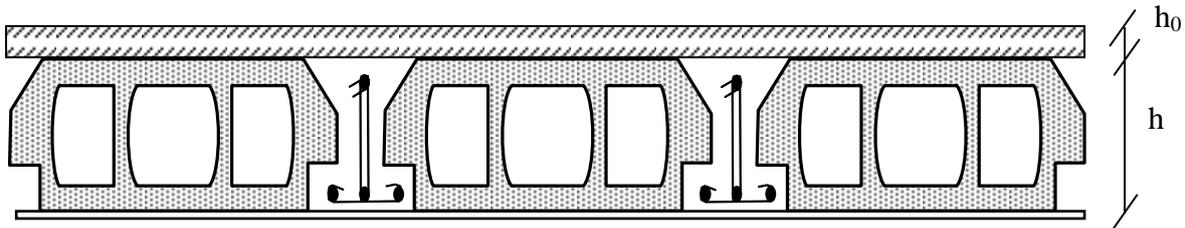


Figure II.1 : Plancher à corps creux

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

Avec :

$h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

c. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Leur pré-dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

❖ Critère de coupe-feu :

➤ $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu (BAEL91).

❖ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui}$$

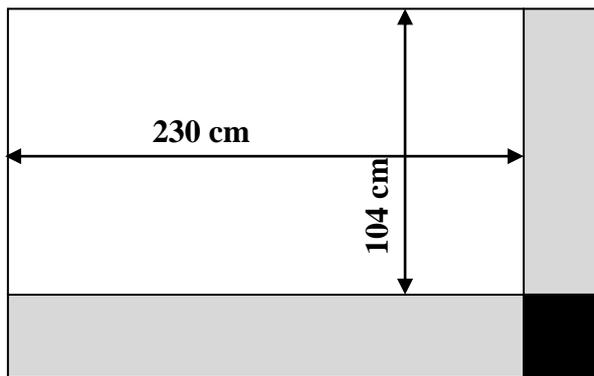
$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

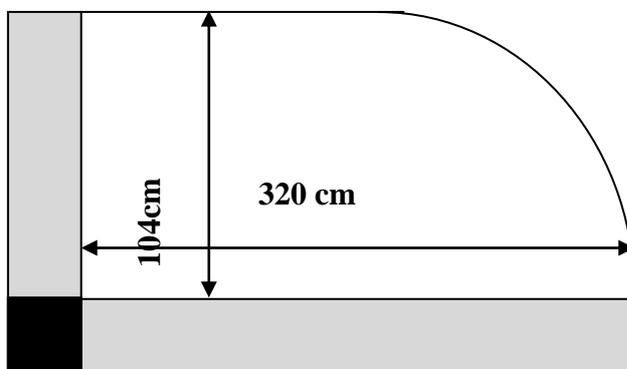
L_x : est la plus petite dimension du panneau.

❖ **Les différents types des panneaux de dalles de la structure étudiée sont :**

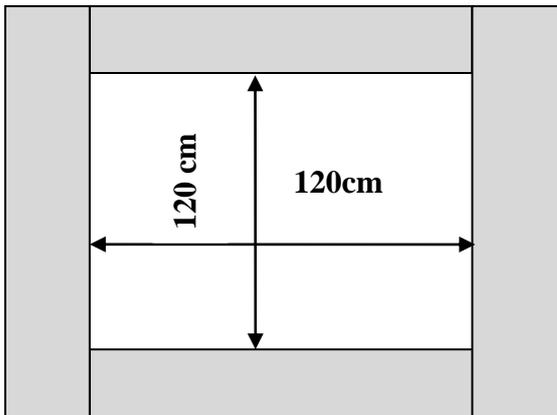
a) **Dalle sur deux appuis :**



-Figure II.2-



-Figure II.3-

d) Dalle sur quatre appuis :**-Figure II.5-**

On pré-dimensionne dans chaque type de dalle la plus défavorable tel que :

❖ Dalle sur 2 appuis la plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 104 \text{ cm} \\ L_y = 320 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{104}{35} \leq e \leq \frac{104}{30}$$

D'où : $2.971 \text{ cm} \leq e \leq 3.466 \text{ cm}$.

❖ Dalle sur 4 appuis :

$$\begin{cases} L_x = 120 \text{ cm} \\ L_y = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

D'où : $2.4 \text{ cm} \leq e \leq 3.00 \text{ cm}$.

On remarque que dans notre structure les dalles pleines (balcons et panneau de dalle) ont des petites portées, ce qui nous oblige à les pré-dimensionner suivant le critère de coup feu :

$e \geq 14 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu d'après le (BAEL91). Donc on adopte une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$ pour tous les balcons ainsi que les panneaux de dalle.

II.1.2. Les Poutrelles :

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

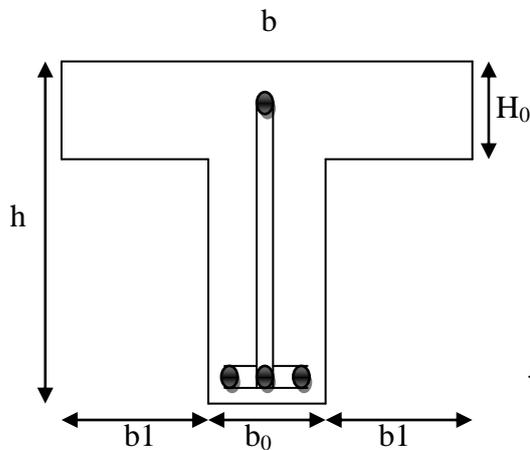


Figure. II.6 :Schemas d'une poutrelle

Les poutrelles se calculent comme des sections en T a la flexion simple.

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h \rightarrow b_0 = (0.4 \times 20 ; 0.8 \times 20) \text{ cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16) \text{ cm} \implies b_0 = (8+16)/2 = 12 \text{ cm}$$

Donc **$b_0 = 12\text{cm}$**

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

L_x : est la distance entre nus de deux poutrelles disposées parallèles.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_x = 65 - 12 = \mathbf{53 \text{ cm}}$$

$$L_y = 320 - 30 = \mathbf{290\text{cm}}$$

$$b_1 \leq \min (53/2 ; 290/10)$$

$$\implies b_1 \leq \min (26.5 ; 29.0)$$

$$\mathbf{b_1 = (b - 12) / 2 \leq 26.5\text{cm}}$$

$$b \leq 2b_1 + b_0$$

$$\implies b \leq 2 \times 26.5 + 12 = \mathbf{65\text{cm}}$$

En prend: **$b = 65\text{cm}$**

II.1.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Dans notre cas on distingue deux acrotères de même type (terrasse inaccessible), mais de hauteurs différentes (voire le plan " coupe A-A").

➤ **Evaluations des charges et surcharges sur les deux acrotères :**

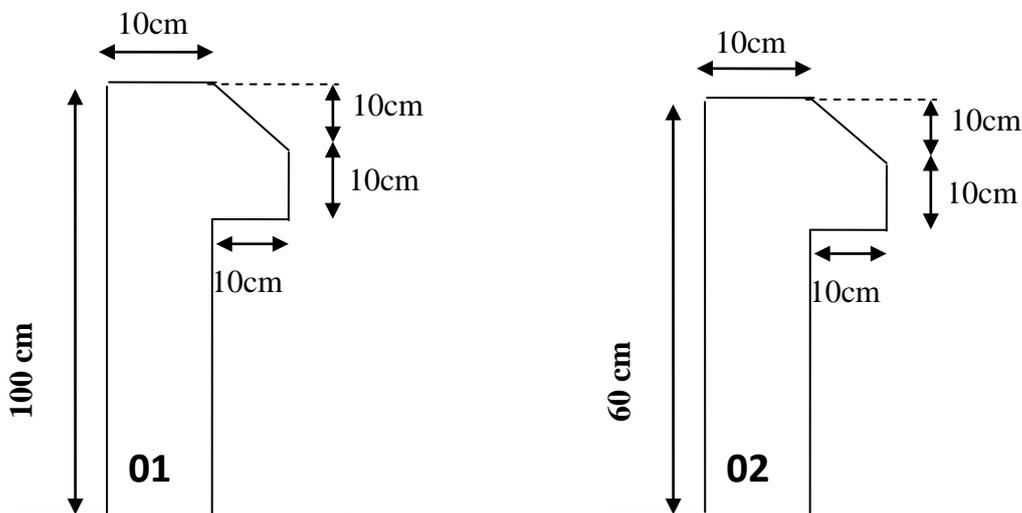


Figure II.7. schémas d'un acrotère

Soit S_1 et S_2 la section des acrotères :

$$S_1 = 1.0 \times 0.1 + [(0.2 + 0.1) \times 0.1] / 2 \rightarrow S_1 = 0.115 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.6 \times 0.1 + [(0.2 + 0.1) \times 0.1] / 2 \rightarrow S_2 = 0.075 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente :**

▪ **Poids propre :**

$$G_1 = \gamma_b \times S_1 \times 1 \Rightarrow G = 25 \times 0.115 \times 1 \rightarrow G_1 = 2.875 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = \gamma_b \times S_2 \times 1 \Rightarrow G = 25 \times 0.075 \times 1 \rightarrow G_2 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

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

$$G_{1T} = 2.875 + 0.4 \Rightarrow G_T = 3.275 \text{ KN/ml}$$

$$G_{2T} = 1.875 + 0.4 \Rightarrow G_T = 2.275 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$**

➤ **La charge sismique :** La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

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

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$). (Tableau 6.1 : RPA99V2003).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_{P1} = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,275 \Rightarrow F_{P1} = 1,572 \text{ KN/ml}$$

$$F_{P2} = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,275 \Rightarrow F_{P2} = 1,092 \text{ KN/ml}$$

II.1.4. Les escaliers:

a) Définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles peuvent être réalisées en béton armé coulé sur place ou préfabriqués.

b) Terminologie

Les différents éléments constituant un escalier en béton armé :

H : demi-hauteur d'étage.

Le reculement (L_0) : longueur de la volée d'escalier projetée sur le sol.

Le palier : plateforme située au départ et à l'arrivée de chaque volée.

La paillasse : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches.

La volée : portion d'escalier comprise entre deux paliers successifs (ensemble constituée par les marches et les contremarches et la paillasse).

g : la marche : surface horizontale sur laquelle repose le pied (**le giron**).

H_c : la contremarche : partie verticale séparant deux marches consécutives.

Emmarchement : largeur de la marche d'un escalier.

La poutre palière : c'est l'élément qui reprend le palier et la moitié des volées.

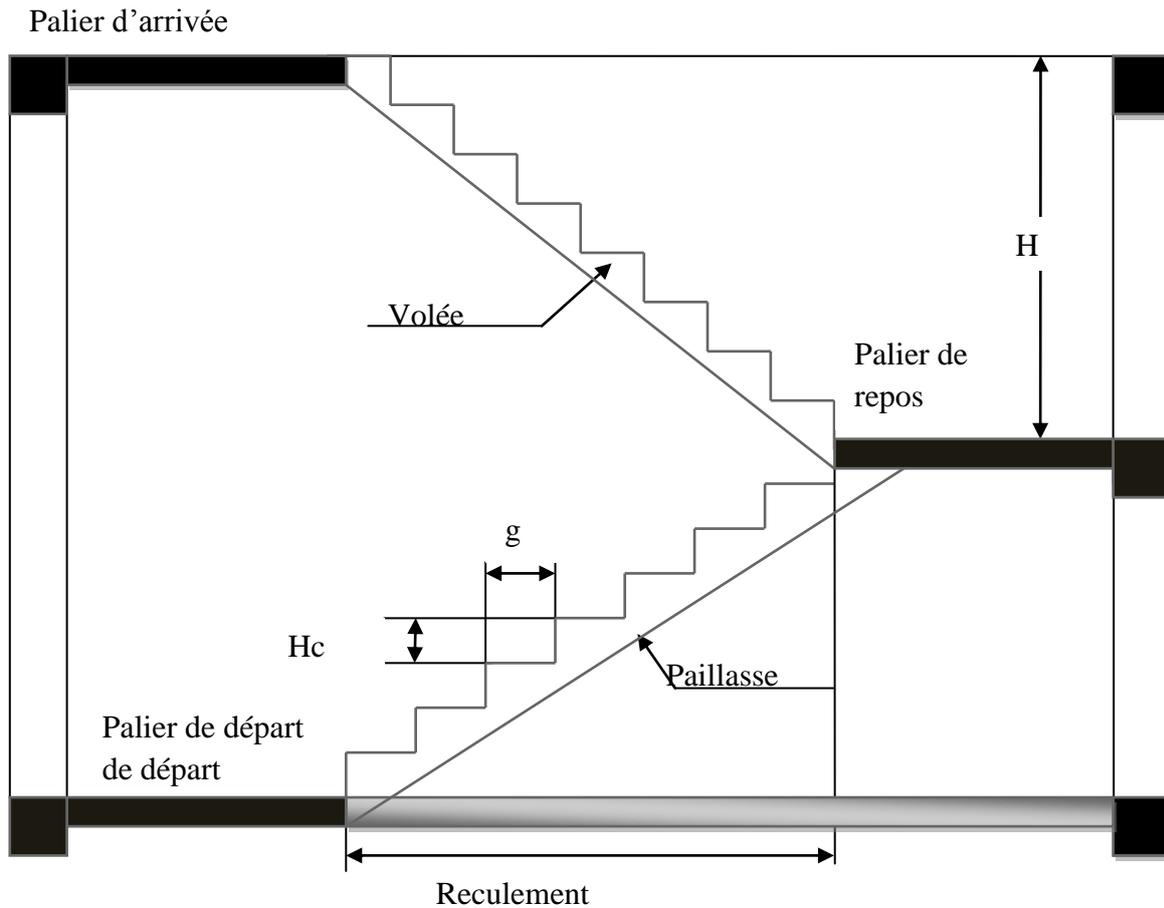


Figure II.8. Vue en 2D d'un escalier en BA

c) Pré-dimensionnement des escaliers en BA à marche droites :

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de BLONDEL : $60\text{ cm} \leq 2Hc + 1g \leq 64\text{ cm}$.

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes de Hc et de g sont : $16.5 \leq Hc \leq 17.5$ et $27 \leq g \leq 31$ Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Hc = \frac{H}{n} \quad n : \text{nombre de contre marche.} \\ H : \text{hauteur de la volée (la monter)} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \quad L_0 : \text{longueur de reculement.} \end{array} \right.$$

En pose : $g + 2Hc = 64\text{cm}$ (2)

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation suivante:

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

1) Escalier (+0.00m jusqu'à +3.06) :

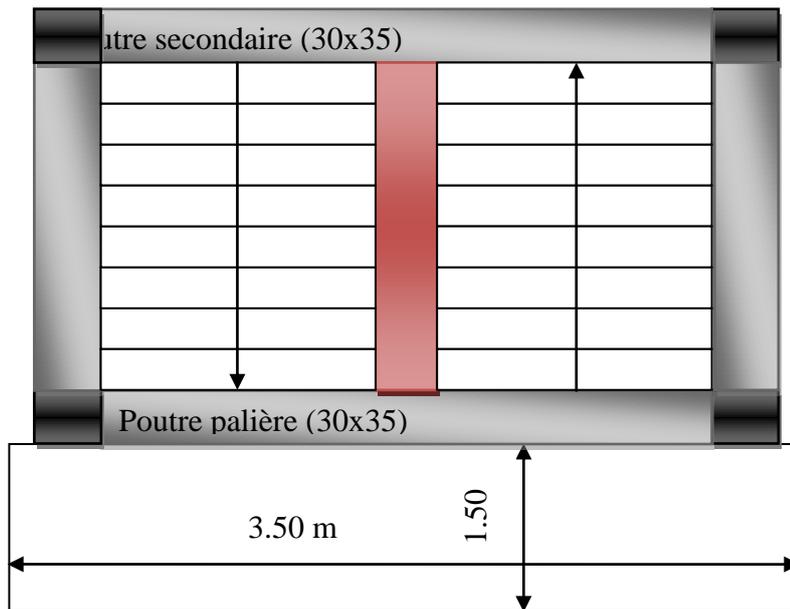


Figure II.9 : Vue en plan de l'escalier.

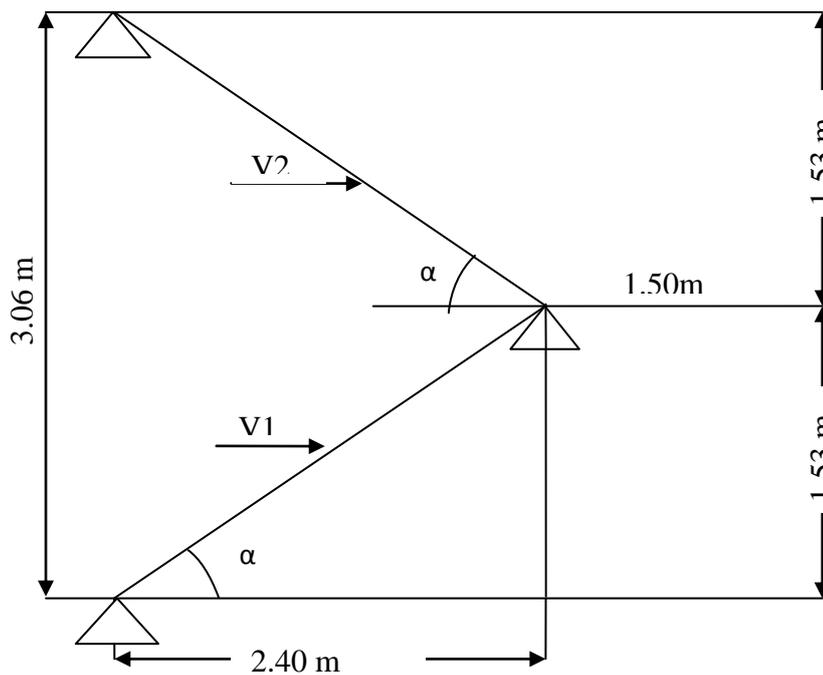


Figure II.10. Schéma statique de l'escalier.

• Volée 1 :

$H = 1.53$ m (demi hauteur d'étage).

$L_0 = 2,40$ m. (longueur de reculement).

$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg}(H/L_0) = 32.52^\circ$

$$L_1 = L_2 = [2.4 / \cos(32.52)] \Rightarrow L_1 = 2.85 \text{ m}$$

De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - (64 + 306 + 240) \times n + 306 = 0 \dots \text{(II)}$$

$$\text{(II)} \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 \text{ équation de } 2^{\text{eme}} \text{ degré}$$

$$\Delta = (-610)^2 - 4 \times 64 \times 306 = 293764 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$n = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\begin{cases} n_1 = 0.531 \\ n_2 = 9 \quad \text{OK} \end{cases}$$

Après la résolution, on prend : $n = 9$

On opte pour un nombre de contremarche : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche égale à $(n-1) = 8$.

$$\text{D'où : } \begin{cases} H_{cv1} = \frac{1.53}{9} = \mathbf{0.17m} \\ g_{v1} = \frac{2.4}{8} = \mathbf{0.3 m} \end{cases}$$

On dimension la paille 1 suivant la condition de la flèche suivante :

$$L_1/30 \leq e_1 \leq L_1/20 \Rightarrow 285/30 \leq e_1 \leq 285/20$$

$$\Rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq e_1 \leq 14.25 \text{ cm.}$$

- **Volée 2 :**

Le nombre de marche et de contremarche est identique a la **volée 1** tel que :

$$\mathbf{H_{cv2} = 0.17 m \text{ et } g_{v2} = 0.3 m}$$

La paille 2 est identique a la paille 1: $e_2 = e_1$

Finalement on opte pour une épaisseur : $e_1 = e_2 = \mathbf{14 cm.}$

2) Escalier (+3.06m jusqu'à +24.48):

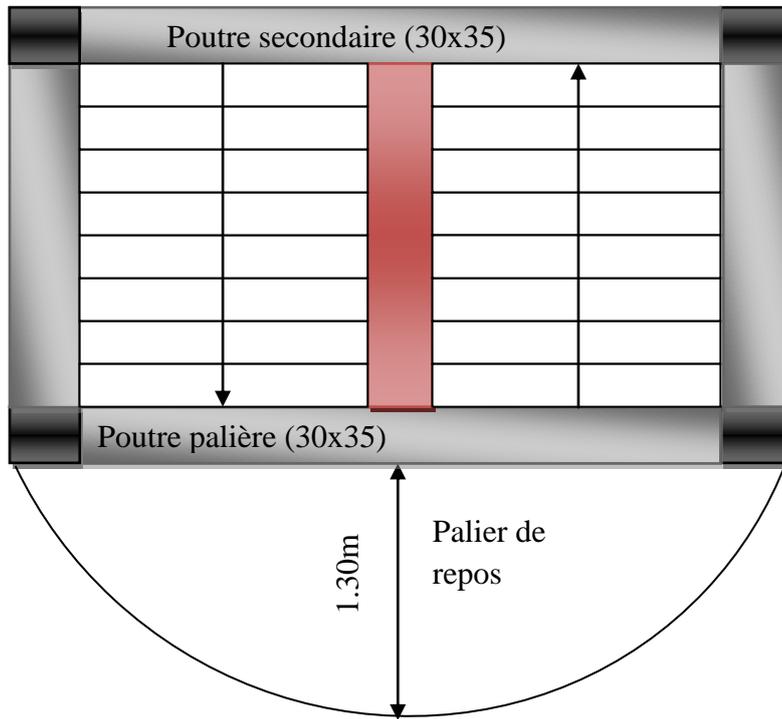


Figure II.11 : Vue en plan de l'escalier.

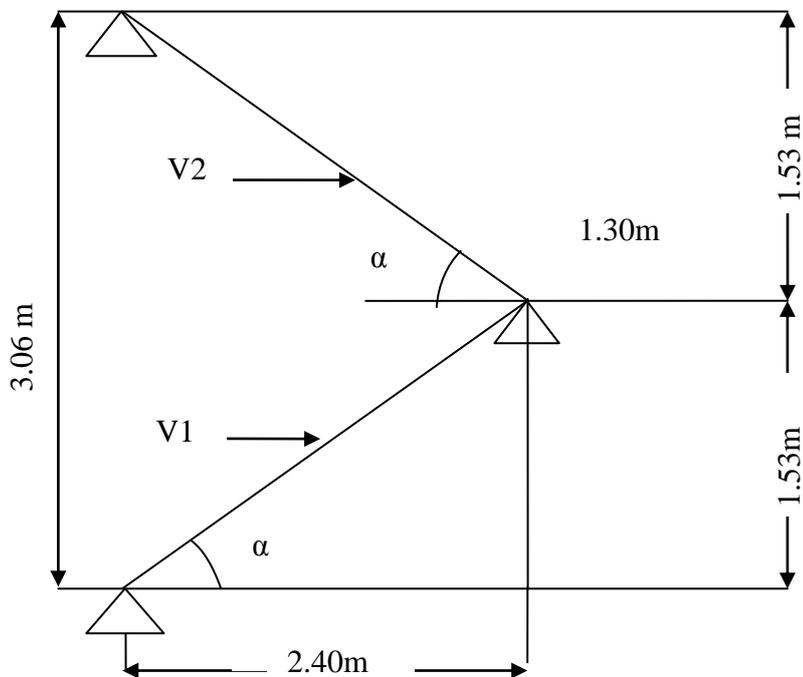


Figure II.12. Schéma statique de l'escalier.

❖ **Remarque :**

Les volées et les paillasse des escaliers (3.06m jusqu'à 24.48m) sont similaire aux volées et paillasse de l'escalier d'étage (0.00m au 3.06m).

Donc : $H_c = 0.17\text{m}$ et $g = 0.3\text{m}$, $e = 14\text{cm}$.

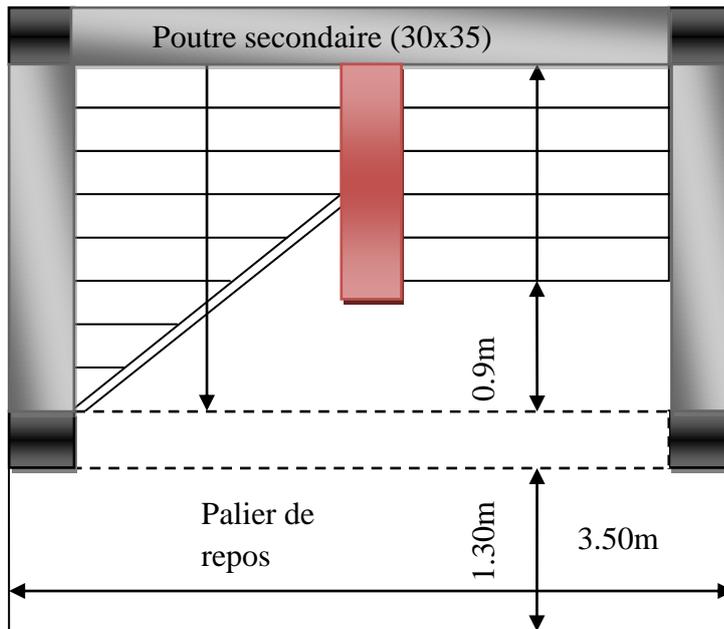
3) **L'escalier d'entré du bâtiment (-1.02m au 0.00m) :**

Figure II.13 : Vue en plan de l'escalier d'entre.

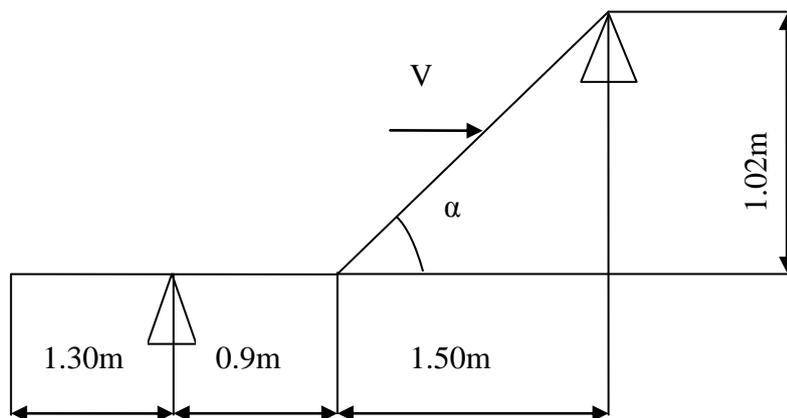


Figure II.14. schéma statique d'escalier d'entre.

➤ **Volée :**

$H = 1.02$ m (hauteur de la plateforme jusqu'à le Niveau(+0.00)).

$L_0 = 1.50$ m. (Longueur de reculement).

$$\alpha = \text{Arc tg} (H/L_0) = 34.21^\circ$$

$$L = 0.9 + [1.50 / \cos (34.21)]$$

$$\mathbf{L = 2.71 m}$$

De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - (64+204+150)n + 204 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0 \quad \text{équation de 2}^{\text{ème}} \text{ degré}$$

$$\Delta = (-418)^2 - 4 \times 64 \times 204 = 122500 \implies \sqrt{\Delta} = \mathbf{350}$$

$$n = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\begin{cases} n_1 = 0.531 \\ n_2 = 6 \text{ OK} \end{cases}$$

Après la résolution, on opte pour un nombre de contremarche : $n = 6$.

Le nombre de marche égale à $(n-1) = 5$.

$$\text{D'où : } \begin{cases} H_c = \frac{1.02}{6} = \mathbf{0.17 m} \\ G = \frac{1.50}{5} = \mathbf{0.30 m} \end{cases}$$

On dimension la paillasse suivant la condition de la flèche suivante :

$$\mathbf{L/30 \leq e \leq L/20}$$

$$271/30 \leq e \leq 271/20 \implies 9.033 \text{ cm} \leq e \leq 13.55 \text{ cm}$$

Finalement on opte pour une épaisseur de la paillasse: $\mathbf{e = 12 cm}$

➤ **Pré-dimensionnements des paliers :**

Palier de repos : c'est une dalle qui repose sur un seul appui, on la dimensionne en satisfaisant les conditions suivantes :

1) La condition de la flèche suivante :

$$\mathbf{e_p \geq Lx/20}$$

❖ palier de l'escalier (0.00m au 3.06m) :

$$e_p \geq 150/20$$

$$e_p \geq 7.5\text{cm}$$

❖ palier de l'escalier (3.06m jusqu'à 24.48m) :

$$e_p \geq 130/20$$

$$e_p \geq 6.5\text{cm}$$

❖ plateforme de l'escalier d'entrée (-1.02 jusqu'à +0.00m) :

$$e_p \geq 130/20$$

$$e_p \geq 6.5\text{cm}$$

2) La condition de coupe-feu :

$$e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\text{pour quatre heures de coupe-feu (BAEL91).}$$

Donc pour les paliers d'étage on opte pour une épaisseur $e_p = 14 \text{ cm}$, et la plateforme de l'escalier d'entrée on la pré-dimensionne avec une épaisseur $e_p = 12 \text{ cm}$

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier d'étage dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : caractéristiques d'escalier

H étage (m)	Volée	H volé (m)	L volé (m)	α (°)	L(m)	n	(n-1)	giron (m)	Hc(m)	e (m) paillasse + palier
3.06	01	1.53	2.40	32.52	2.85	9	8	0.30	0.17	0.14
	02	1.53	2.40	32.52	2.85	9	8	0.30	0.17	
1.02	1	1.02	1.50	34.21	2.71	6	5	0.3	0.17	0.12

II.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux (structuraux)

II.2.1. Les Poutres :

a) : Poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le (BAEL91) le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant les conditions suivantes :

$$1) L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

$$2) 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre
- L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis
- b : la largeur de la poutre

$$D'où : L_{\max} = 440 - 35 = 405 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$$

On prend **h=40cm**

$$\Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend forfaitairement **b = 30 cm**

Vérifications selon RPA 99 version 2003 :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 40 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

b) : Poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche suivant : $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$

$$L_{\max} : \text{portée maximale entre nu d'appuis } (L_{\max} = 320 - 30 = 290 \text{ cm})$$

$$L_{\max} = 290 \text{ cm} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm.}$$

On prend forfaitairement : **b = 30 cm et h = 30 cm.**

• Vérifications selon RPA 99 version 2003:

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 30/30 = 1.00 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

$$\text{Poutres principales : } b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

II.2.2. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99 version 2003.

• **Règles du RPA99 version 2003 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone **II_a** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (a,b)} \geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 1/4 < a / b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

❖ **Les sections des poteaux prises sont :**

- RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : (a × b) = (40 × 50) cm²
- 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage : (a × b) = (35 × 40) cm²
- 6^{ème} ; 7^{ème} et 8^{ème} étage : (a × b) = (30 × 30) cm²

II.2.3. Les voiles

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

Leur pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99/V2003 suivantes :

Cas de voile rectangulaire :

$e \geq \max [15 \text{ cm} ; h_e / 20] \dots \dots \dots (1).$

$L \geq 4 * e \dots \dots \dots (2).$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage (h_e = h - c)

c : épaisseur de plancher

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$e \geq \max [15 \text{ cm} ; 286 / 20] \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$

En adopte l'épaisseur suivante pour tous les étages : **e = 20 cm**

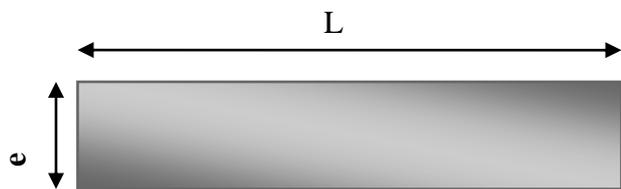


Figure II.15. Coupe horizontale d'un voile

La largeur du voile pour tous les étages $L \geq 80$ cm

II.3 : Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente (15 %)	10	22	2.20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
6	Plancher à corps creux	(16+4)	14.25	2.85
Charge permanente totale				G = 6.69
Surcharge d'exploitation				Q = 1.00

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Plancher en corps creux		(16+4)	14.25	2.85
Cloison de séparation		10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 5.27
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

➤ **Balcon (étage courant) :****Tableau II.4:** évaluation des charges du balcon.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle plein		15	25	3.75
Cloison de séparation		10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 6.17
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

➤ **Balcon et dalle (terrasse inaccessible) :****Tableau II.5:** évaluation des charges du balcon.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente (15 %)	10	22	2.20
	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle plein		15	25	3.75
Charge permanente totale				G = 7.59
Surcharge d'exploitation				Q = 1.00

➤ **Evaluation des charges et surcharges sur l'escalier :**

Tableau II.6: évaluation des charges sur la volée

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	paillasse	14/cos (32.52)	25	4.15
5	Garde-corps	//	//	0.60
6	Marches	17/2	22	1.87
7	Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				G = 8.14
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

➤ **Palier (14cm) :**

Tableau II.7: évaluation des charges du palier

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle plein		14	25	3.50
Charge permanente totale				G = 5.02
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

➤ **Evaluation des charges et surcharges sur l'escalier d'entrée :****Tableau II.8:** évaluation des charges sur la volée d'escalier d'entrée

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	paillasse	12/cos (34.21)	25	3.63
5	Garde-corps	//	//	0.60
6	Marches	17/2	22	1.87
7	Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale				G = 7.62
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

➤ **plateforme (12cm)****Tableau II.9:** évaluation des charges sur la plateforme d'escalier d'entrée

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle plein		12	25	3.00
Charge permanente totale				G = 4.52
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

➤ Cloisons extérieures (doubles cloisons en briques creuses) :

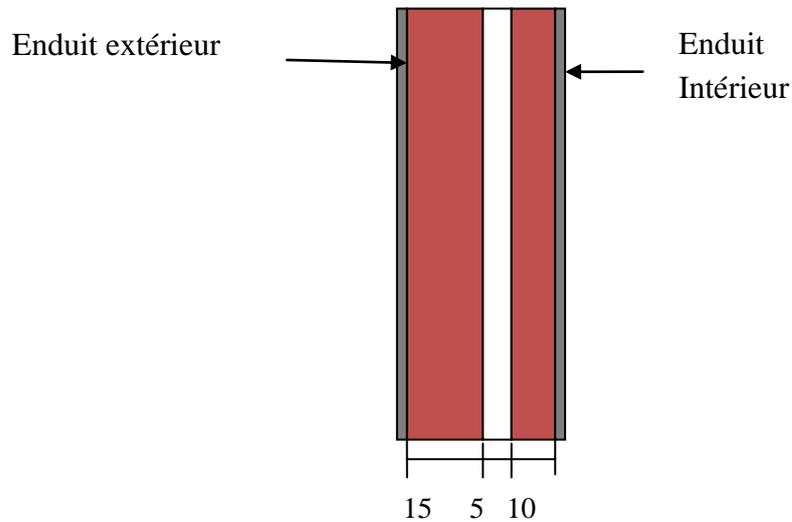


Figure II.16 : schéma des cloisons extérieures

Tableau II.10: évaluation des charges des murs extérieurs

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	10	9	0.90
2	Brique creuse	15	9	1.35
3	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
4	Enduit intérieur en ciment	1,5	18	0.30
Charge permanant total				G = 2.91

Pour un mur à une seule cloison et suivant les règlements de **DTR.B.C.2.2article III.2** :

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

II.4. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa

transmission au sol. La descente de charge est appliquée tout en en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C.2.2** charges permanentes et charges d'exploitation (**article 6.3**).

Dans notre cas les charges appliquées sur les différents niveaux sont identiques, donc on applique la loi de dégression suivant :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

II.4.1.Calcul des charges revenant aux Poteaux :

a) :Le poteau (G2) (voire le plan de pré-dimensionnement):

a.1) Surface afférente du plancher terrasse inaccessible Niveau (+27.54m) :

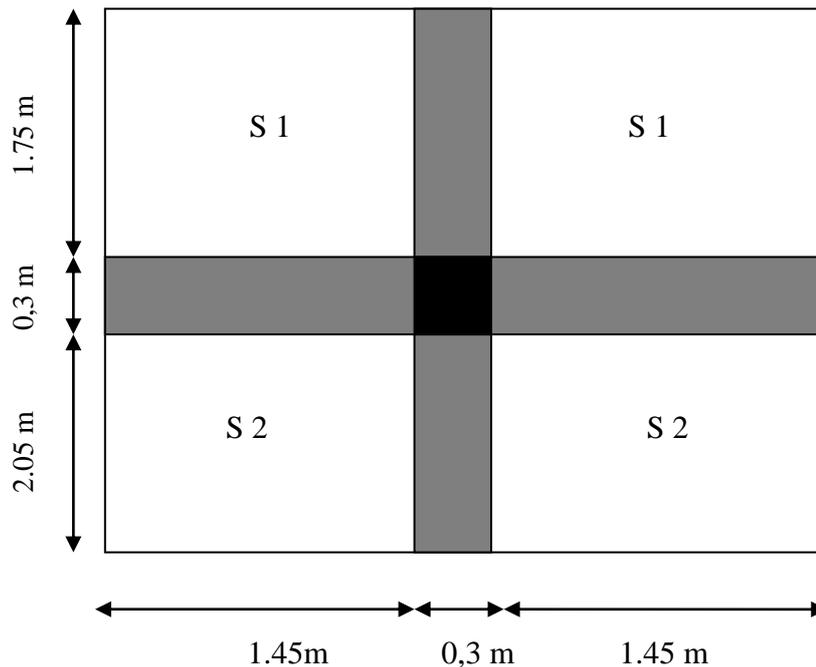


Figure II.17: surface afférente du plancher terrasse (+27.54 m)

$$S1 = 1.75 \times 1.45 = 2.5375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.05 \times 1.45 = 2.9725 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 2S1 + 2S2$$

$$S_{\text{aff}} = 11.02 \text{ m}^2$$

a-2) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant au poteau 8 :

• Poids du plancher terrasse inaccessible (+27.54) :

$$P_{\text{TI}} = G \times S_{\text{aff}} \Rightarrow P_{\text{TI}} = 6.69 \times 11.02 = 73.7238 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TI}} = Q \times S_{\text{aff}} \Rightarrow Q_{\text{TI}} = 1 \times 11.02 = 11.02 \text{ KN}$$

• Poids du poteau de l'étage 9 : $P_8 = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$

• Poids des poutres :

$$\text{Les poutres principales : } P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.80 = 11.40 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_{\text{ps}} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 2.90 = 6.525 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total des poutres : } P_{\text{T}} = 17.927 \text{ KN}$$

a.3) Surface afférente du plancher étage courant (+24.48 m, +21.42) :

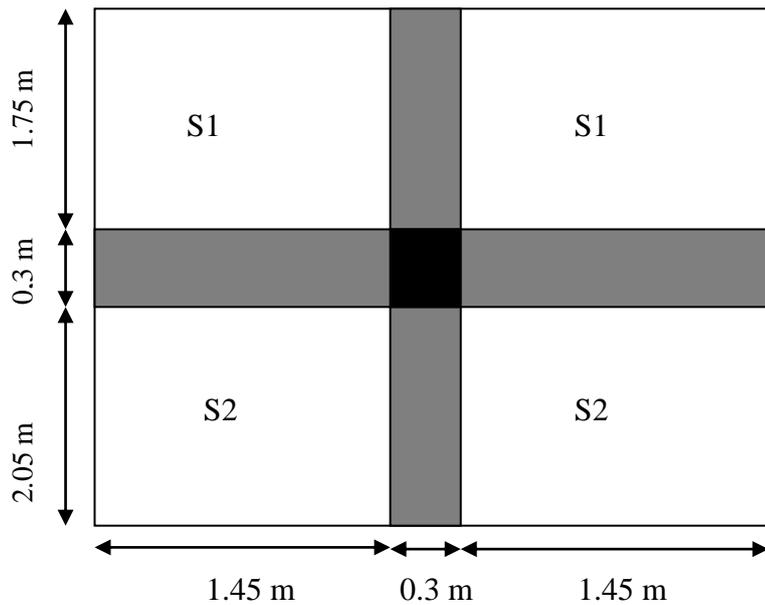


Figure II.18: surface afférente du plancher (+24.48m et +21.42m)

$$S_{\text{aff}} = 11.02 \text{ m}^2$$

a.4) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant au poteau 7 et 6 :

• Poids du plancher étage (+24.48 m, +21.42) :

$$P = G_{\text{EC}} \times S_{\text{aff}} \Rightarrow P = 5.27 \times 11.02 = 58.0754 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{EC}} \times S_{\text{aff}} \Rightarrow Q = 1.5 \times 11.02 = 16.53 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux de l'étage 8 et 7:**

$$P_7 = P_6 = 0.3 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ KN}}$$

- **Poids des poutres :**

$$\text{Les poutres principales : } P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.8 = 11.4 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.9 = \mathbf{6.525 \text{ KN}}$$

$$\text{Poids total des poutres : } \mathbf{P_T = 17.927 \text{ KN}}$$

- **Poids des cloisons (une seule cloison)**

Supposons que les poutres reprennent une cloison sur toute leur longueur :

$$P_C = (H_e - H_p) \times L_p \times G \quad \text{avec } H_e: \text{ hauteur d'étage et } H_p: \text{ hauteur de la poutre}$$

$$\text{Sur la poutre principale : } P_c = 1 \times (3.06 - 0.4) \times 3.8 = \mathbf{10.108 \text{ KN}}$$

$$\text{Sur la poutre secondaire : } P_c = 1 \times (3.06 - 0.30) \times 2.90 = \mathbf{8.004 \text{ KN}}$$

$$\text{Poids total des cloisons sur les poutres : } P_{CT} = \mathbf{18.112 \text{ KN}}$$

a.5) Surface afférente du plancher étage courant (+18.36 m, +15.30 m, +12.24m) :

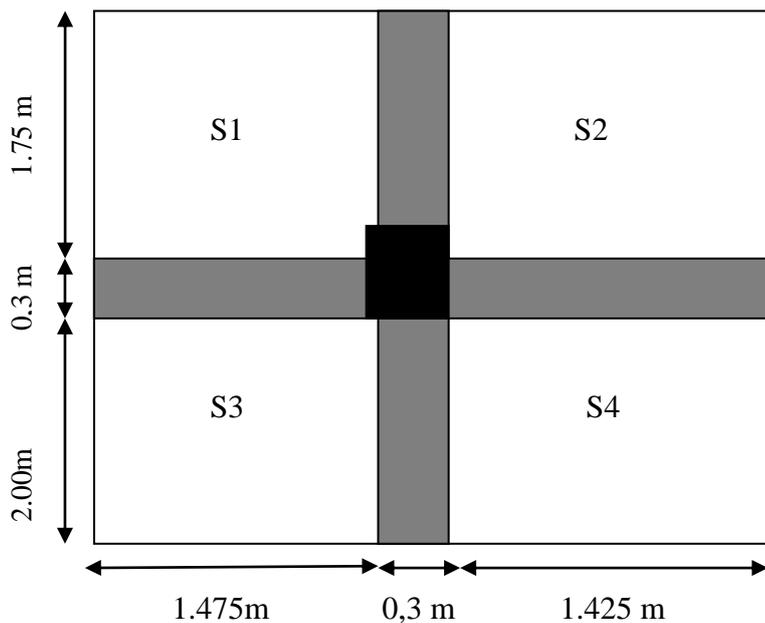


Figure II.19: surface afférente du plancher (+18.36 m, +15.30 m, +12.24m)

$$S_1 = 1.75 \times 1.475 = 2.5812 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.75 \times 1.425 = 2.4937 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.00 \times 1.475 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.00 \times 1.425 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{aff}} = \mathbf{10.875 \text{ m}^2}$$

- **Poids du plancher étage courant (+18.36, +15.30 m, +12.24m) :**

$$P = G_{EC} \times S_{aff} \Rightarrow P = 5.27 \times 10.875 = \mathbf{57.3112 \text{ KN}}$$

$$Q = Q_{EC} \times S_{aff} \Rightarrow Q_{EC} = 1.5 \times 10.875 = \mathbf{16.3125 \text{ KN}}$$

- **Poids des Poteaux :** Etages 6 et 5 et 4

$$P_3 = P_5 = P_4 = 0.35 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

- **Poids des poutres :**

$$\text{Les poutres principales : } P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.65 = \mathbf{10.95 \text{ KN}}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 2.85 = \mathbf{6.4125 \text{ KN}}$$

$$\text{Poids total des poutres : } \mathbf{P_T = 17.3625 \text{ KN}}$$

- **Poids des cloisons (une seule cloison)**

$$\text{Sur la poutre principale : } P_{CP} = (H_e - H_p) \times L_{cp} \times G$$

$$\text{Sur la poutre secondaire : } P_{CS} = (H_e - H_p) \times L_{cs} \times G$$

Avec : H_e : hauteur d'étage et H_p : hauteur de la poutre

$$P_{CP} = (3.06 - 0.4) \times 3.65 = \mathbf{9.709 \text{ KN}}$$

$$P_{CS} = (3.06 - 0.30) \times 2.85 = \mathbf{7.866 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{P_T = 17.575 \text{ KN}}$$

- a.6) **Surface afférente du plancher étage courant (+9.18m, +6.12m et +3.06m) :**

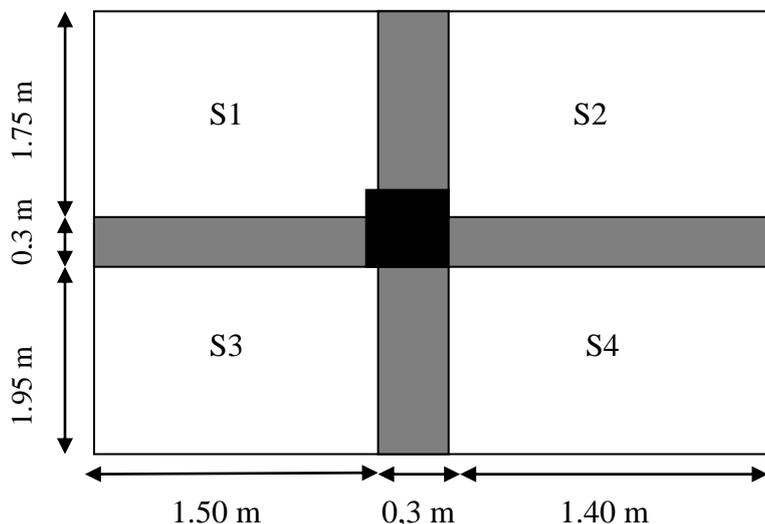


Figure II.20: surface afférente du plancher (+9.18m, +6.12m et +3.06m)

$$S1 = 1.75 \times 1.50 = 2.625 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.75 \times 1.40 = 2.45 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.95 \times 1.50 = 2.925 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.95 \times 1.40 = 2.73 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 10.73 \text{ m}^2$$

- **Poids du plancher étage courant** (+9.18m, +6.12m et +3.06m) :

$$P = G_{\text{EC}} \times S_{\text{aff}} \Rightarrow P = 5.27 \times 10.73 = \mathbf{56.547 \text{ KN}}$$

$$Q = Q_{\text{EC}} \times S_{\text{aff}} \Rightarrow Q_{\text{EC}} = 1.5 \times 10.73 = \mathbf{16.095 \text{ KN}}$$

- **Poids des Poteaux** : RDC, étages 2 et 3

$$P1 = P2 = P_{\text{RDC}} = 0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{15.3 \text{ KN}}$$

- **Poids des poutres** :

$$\text{Les poutres principales : } P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.50 = \mathbf{10.5 \text{ KN}}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_{\text{s}} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 2.80 = \mathbf{6.3 \text{ KN}}$$

$$\text{Poids total des poutres : } P_{\text{T}} = \mathbf{16.8 \text{ KN}}$$

- **Poids des cloisons (une seule cloison)**

$$P_{\text{CP}} = (3.06 - 0.40) \times 3.50 = \mathbf{9.31 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{CS}} = (3.06 - 0.30) \times 2.8 = \mathbf{7.728 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{T}} = \mathbf{17.038 \text{ KN}}$$

- ❖ **Application de la loi de dégression** :

$$N09 : Q_0 = 11.02 \text{ KN}$$

$$N08 : Q_1 = 11.02 + 16.53 = 27.55 \text{ KN}$$

$$N07 : Q_2 = 27.55 + 0.9 (16.53) = 42.427 \text{ KN}$$

$$N06 : Q_3 = 42.427 + 0.8 (16.3125) = 55.477 \text{ KN}$$

$$N05 : Q_4 = 55.477 + 0.7 (16.3125) = 66.8957 \text{ KN}$$

$$N04 : Q_5 = 66.8957 + 0.6 (16.3125) = 76.6832 \text{ KN}$$

$$N03 : Q_6 = 76.6832 + 0.5 (16.095) = 84.7307 \text{ KN}$$

$$N02 : Q_7 = 84.7307 + 0.5 (16.095) = 92.7782 \text{ KN}$$

$$N01 : Q_8 = 92.7782 + 0.5 (16.095) = 100.8257 \text{ KN}$$

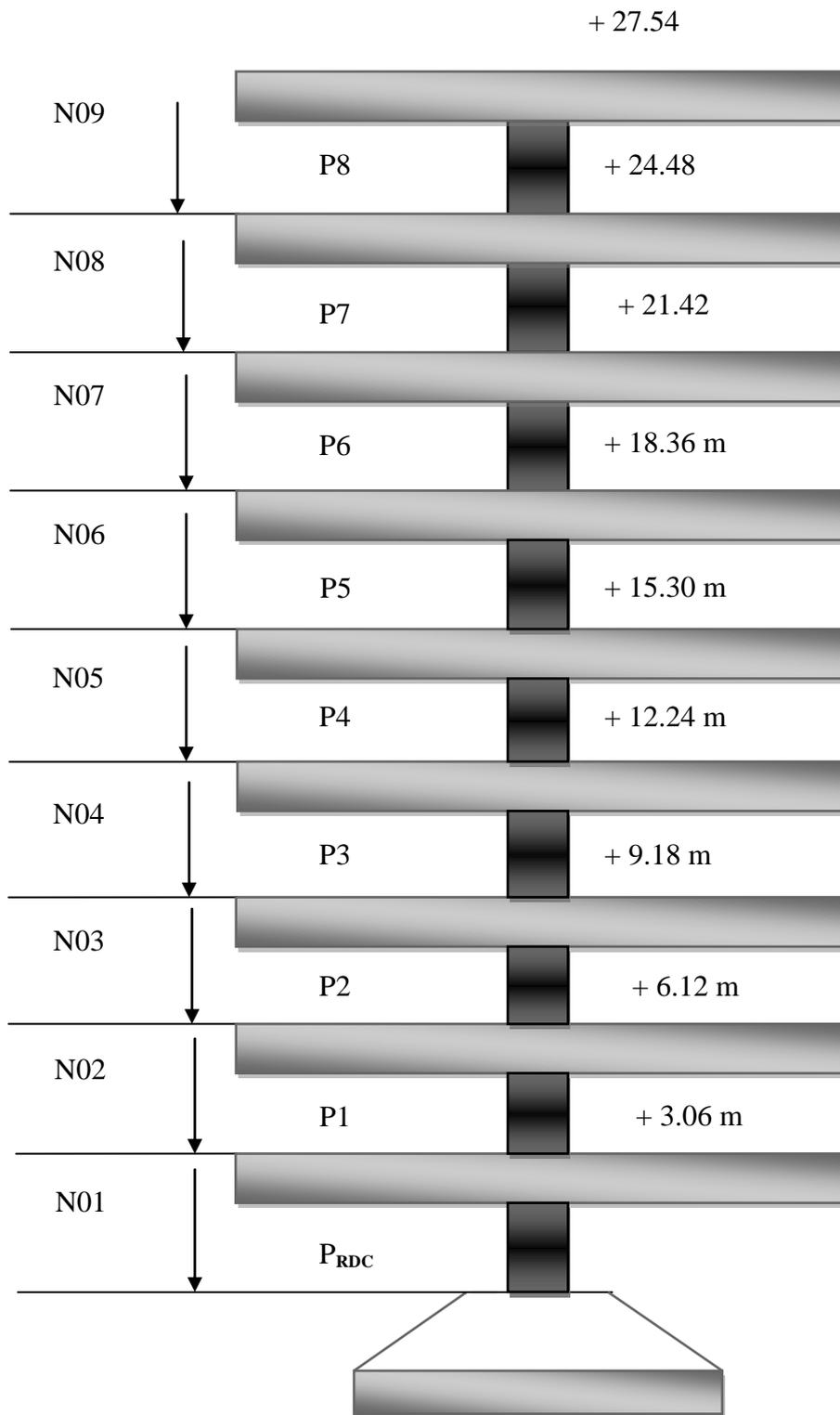


Figure II.21: schémas statique de la descente de charge pour le poteau G2

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (G2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11: descente de charges pour le poteau (G2)

Niveau	Eléments	P (KN)	Q (KN)	Nu=1.35P+1.5Q
N09	Terrasse inaccessible	73.7238	11.02	
	Poteau P8	6.885		
	Poutre	17.927		
	Total	98.5358	11.02	149.5533
N08	Revenant de N09	98.5358	11.02	
	Plancher	58.0754	16.53	
	Poteau P7	6.885		
	Poutre	17.927		
	Cloison	18.112		
Total	199.5352	27.55		310.6975
N07	Revenant de N08	199.5352	27.55	
	Plancher	58.0754	16.53	
	Poteau P6	6.885		
	Poutre	17.927		
	Cloison	18.112		
Total	300.5346	42.427		469.3622
N06	Revenant de N07	300.5346	42.427	
	Plancher	57.3112	16.3112	
	Poteau P5	10.71		
	Poutre	17.3627		
	Cloison	17.575		
Total	403.4935	55.477		627.9317

N05	Revenant de N06	403.4935	55.477	
	Plancher	57.3112		
	Poteau P4	10.71	16.3112	
	Poutre	17.3627		
	Cloison	17.575		
	Total	506.4524	66.8957	784.0542
N04	Revenant de N05	506.4524		
	Plancher	57.3112	66.8957	
	Poteau P3	10.71	16.3112	
	Poutre	17.3627		
	Cloison	17.575		
	Total	609.4113	76.6832	937.73
N03	Revenant de N04	609.4113		
	Plancher	56.547	76.6832	
	Poteau P2	15.30	16.095	
	Poutre	16.8		
	Cloison	17.038		
	Total	715.0963	84.7307	1092.4760
N02	Revenant de N03	715.0963	84.7307	
	Plancher	56.547	16.095	
	Poteau P1	15.30		
	Poutre	16.8		
	Cloison	17.038		
	Total	820.7813	92.7782	1247.2220

N01	Revenant de N02	820.7813		
	Plancher	56.547	92.7782	
	Poteau P _{RDC}	15.30		
	Poutre	16.8	16.095	
	Cloison	17.038		
	Total	926.4663	100.8257	1401.9680

b) Poteau E4 :

b.1) Surface afférente du plancher terrasse inaccessible Niveau (+27.54m) :

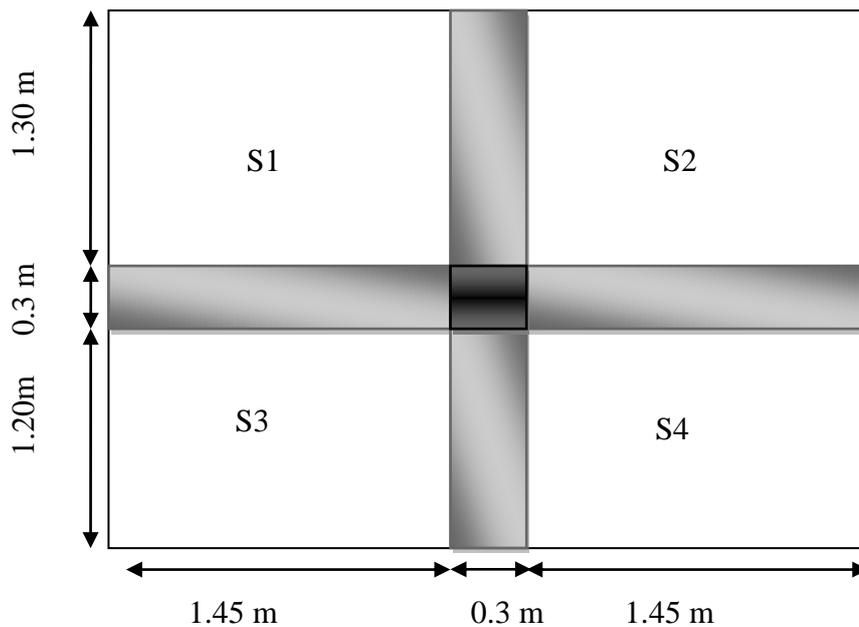


Figure II.22: surface afférente du plancher terrasse (+27.54 m)

$$S1 = S2 = 1.30 \times 1.45 = 1.885 \text{ m}^2$$

$$S3 = S4 = 1.20 \times 1.45 = 1.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 7.25 \text{ m}^2$$

b-2) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant au poteau d'étage 8:**• Poids du plancher terrasse inaccessible (+27.54) :**

$$P_{TI} = G \times S_{\text{aff}}$$

$$P_{TI} = 6.69 \times 7.25 = \mathbf{48.5025 \text{ KN}}$$

$$Q_{TI} = Q \times S_{\text{aff}}$$

$$Q_{TI} = 1 \times 7.25 = \mathbf{7.25 \text{ KN}}$$

• Poids du poteau de l'étage 8 :

$$P_{08} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ KN}}$$

• Poids des poutres :

$$\text{Les poutres principales : } P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.50 = \mathbf{7.5 \text{ KN}}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_{ps} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 2.90 = \mathbf{6.525 \text{ KN}}$$

$$\text{Le poids total des poutres : } P_T = \mathbf{14.025 \text{ KN}}$$

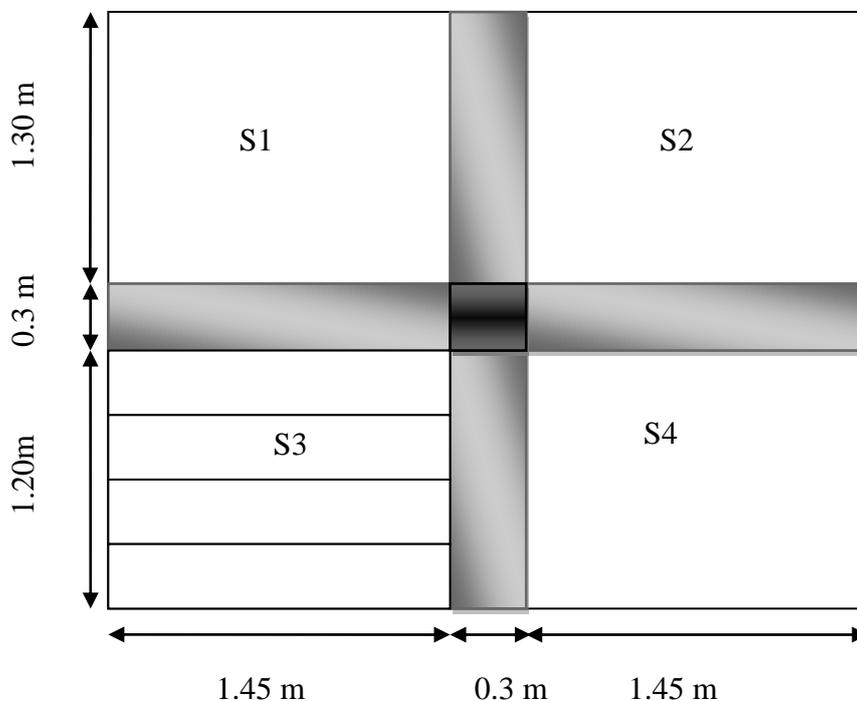
b.3) Surface afférente du plancher étage courant (+24.48 m, +21.42m) :

Figure II.23: surface afférente du plancher (+24.48 m, +21.42m)

$$S1 = S2 = 1.30 \times 1.45 = 1.885 \text{ m}^2$$

$$S3 = S4 = 1.20 \times 1.45 = 1.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 7.25 \text{ m}^2$$

b.4) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant au poteau d'étage 7 et 6 :

- **Poids du plancher des étages (+24.48 m, +21.42m):**

$$P = G_{\text{EC}} \times (S1 + S2 + S3) + (G_V \times S4)$$

$$P = (5.27 \times 5.51) + (8.14 \times 1.74)$$

$$P = 43.2013 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{EC}} \times (S1 + S2 + S3) + (Q_V \times S4)$$

$$Q = (1.5 \times 5.51) + (2.5 \times 1.74)$$

$$Q = 12.615 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux des étages 7 et 6:**

$$P7 = P6 = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

Les poutres principales : $P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.50 = 7.5 \text{ KN}$

Les poutres secondaires : $P_{\text{ps}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.90 = 6.525 \text{ KN}$

Poids total des poutres : $P_T = 14.025 \text{ KN}$

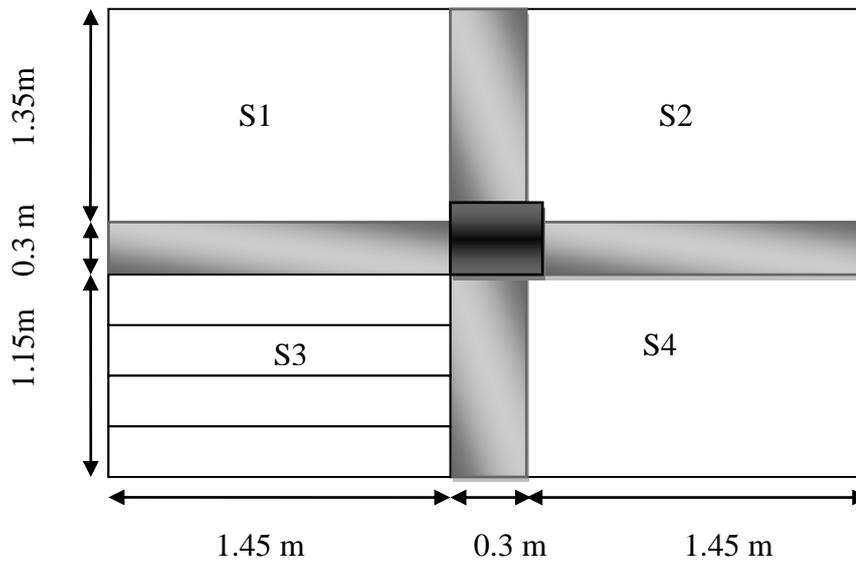
- **Poids des cloisons :**

$$P_C = (H_e - H_p) \times L_p \times G \text{ avec } H_e: \text{ hauteur d'étage et } H_p: \text{ hauteur de la poutre}$$

Double cloisons :

Sur la poutre principale: $P_{\text{cp}} = 2.91 \times 2.66 \times 1.20 = 9.2887 \text{ KN}$

Poids total des cloisons sur les poutres : $P_{\text{CT}} = 9.2887 \text{ KN}$

b.5) Surface afférente du plancher étage courant (+18.36m,+15.30 m et +12.24m) :**Figure II.24:**surface afférente du plancher (+18.36m, +15.30m et +12.24m)

$$S1 = S2 = 1.35 \times 1.45 = 1.9575 \text{ m}^2$$

$$S3 = S4 = 1.15 \times 1.45 = 1.6675 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 7.25 \text{ m}^2$$

b.6) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant aux poteaux (5,4,3):

- **Poids du plancher des étages(+15.30 m, +12.24m et +9.18m) :**

$$P = G_{\text{EC}} \times (S1 + S2 + S4) + G_{\text{V}}(S3)$$

$$P = (5.27 \times 5.5825) + (8.14 \times 1.6675) = 42.9932 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{EC}} \times (S1 + S2 + S4) + (Q_{\text{V}} \times S3)$$

$$Q = (1.5 \times 5.5825) + (2.5 \times 1.6675) = 12.5425 \text{ KN}$$

- **Poids des Poteaux:** Etages : 5, 4, 3 :

$$P5 = P4 = P3 = 0.35 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 10.71 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

Les poutres principales : $P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.50 = 7.5 \text{ KN}$

Les poutres secondaires : $P_{\text{ps}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.90 = 6.525 \text{ KN}$

Poids total des poutres : $P_{\text{T}} = 14.025 \text{ KN}$

- Poids des cloisons

Sur la poutre principale: $P_{cp} = 2.91 \times 2.66 \times 1.15 = 8.9016 \text{ KN}$

Poids total des cloisons sur les poutres : $P_{CT} = 8.9016 \text{ KN}$

b.7) Surface afférente du plancher étage courant (+9.18m, +6.12 m et +3.06m) :

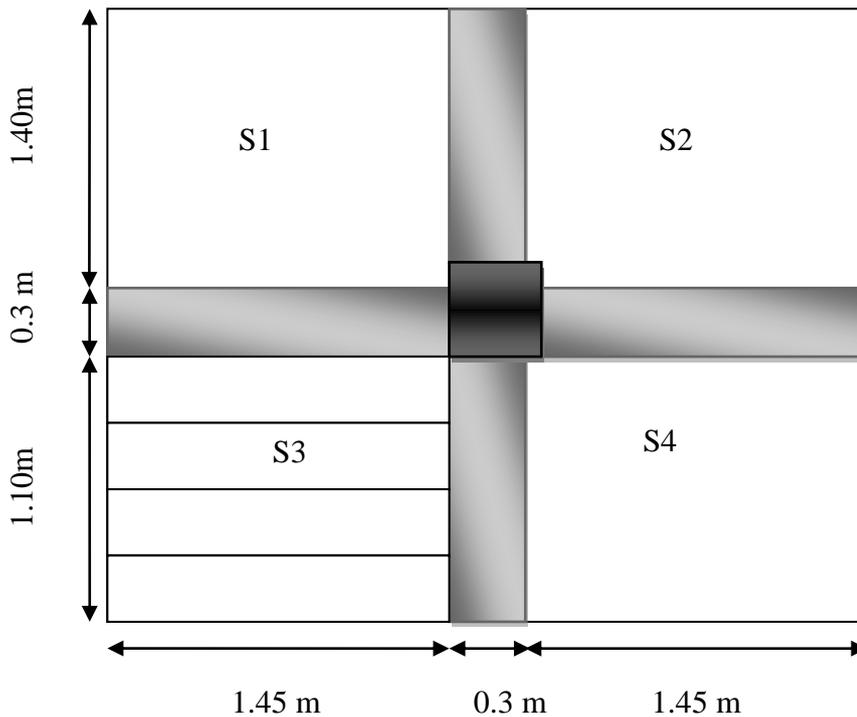


Figure II.25: surface afférente du plancher (+9.18, +6.12 m et +3.06)

$$S1 = S2 = 1.40 \times 1.45 = 2.03 \text{ m}^2$$

$$S3 = S4 = 1.10 \times 1.45 = 1.595 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{\text{aff}} = 7.25 \text{ m}^2$$

b.8) Calcul des charges permanentes et d'exploitations revenant aux poteaux (2,1,RDC):

- Poids du plancher étage (+9.18, +6.12 m, +3.06) :

$$P = G_{EC} \times (S1 + S2 + S4) + G_V (S3)$$

$$P = (5.27 \times 5.655) + (8.14 \times 1.595) = 42.7851 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{EC} \times (S1 + S2 + S4) + (Q_v \times S3)$$

$$Q = (1.5 \times 5.655) + (2.5 \times 1.595) = \mathbf{12.47 \text{ KN}}$$

- **Poids des Poteaux:**

$$\text{Etages 1, 2 et RDC: } P_2 = P_1 = P_{RDC} = 0.40 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{15.3 \text{ KN}}$$

- **Poids des poutres :**

$$P_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 2.50 = 7.5 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.90 = 6.525 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_T = 14.025 \text{ KN}}$$

- **Poids des cloisons**

$$P_C = (H_e - H_p) \times L_p \times G \quad \text{avec } H_e: \text{ hauteur d'étage et } H_p: \text{ hauteur de la poutre}$$

$$\text{Sur la poutre principale: } P_{cp} = 2.91 \times 2.66 \times 1.10 = \mathbf{8.5146 \text{ KN}}$$

$$\text{Poids total des cloisons sur les poutres : } \mathbf{P_{CT} = 8.5146 \text{ KN}}$$

- ❖ **Application de la loi de dégression :**

$$N_{09} : Q_0 = 7.25 \text{ KN}$$

$$N_{08} : Q_1 = 7.25 + 12.615 = 19.865 \text{ KN}$$

$$N_{07} : Q_2 = 19.865 + 0.9 (12.615) = 31.2185 \text{ KN}$$

$$N_{06} : Q_3 = 31.2185 + 0.8 (12.5425) = 41.2525 \text{ KN}$$

$$N_{05} : Q_4 = 41.2525 + 0.7 (12.5425) = 50.0322 \text{ KN}$$

$$N_{04} : Q_5 = 50.0322 + 0.6 (12.5425) = 57.5577 \text{ KN}$$

$$N_{03} : Q_6 = 57.5577 + 0.5 (12.47) = 63.7927 \text{ KN}$$

$$N_{02} : Q_7 = 63.7927 + 0.5 (12.47) = 70.0277 \text{ KN}$$

$$N_{01} : Q_8 = 70.0277 + 0.5 (12.47) = 76.2627 \text{ KN}$$

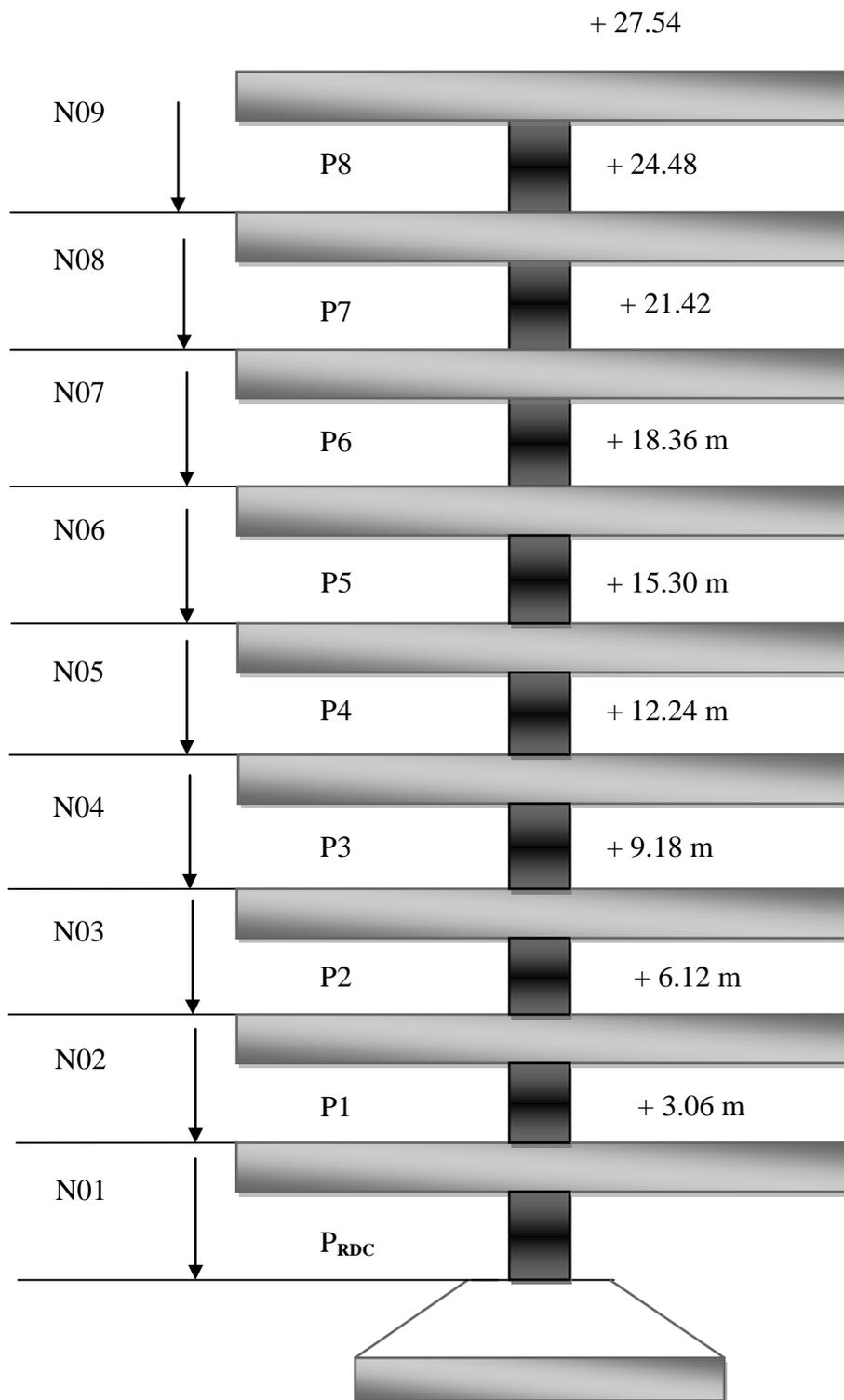


Figure II.26: schémas statique de la descente de charge pour le poteau(E4)

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (E4) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12: descente de charges pour le poteau (E4)

Niveau	Eléments	P (KN)	Q (KN)	Nu=1.35P+1.5Q
N09	Terrasse inaccessible	48.5025		
	Poteau P08	6.885	7.25	
	Poutre	14.025		
	Total	69.4125	7.25	104.5818
N08	Revenant de N09	69.4127	7.25	
	Plancher	43.2013		
	Poteau P07	6.885	12.615	
	Poutre	14.025		
	Cloison	9.2887		
	Total	142.8127	19.865	222.5946
N07	Revenant de N08	142.8127	19.865	
	Plancher	43.2013		
	Poteau P06	6.885	12.615	
	Poutre	14.025		
	Cloison	9.2887		
	Total	216.2127	31.2185	338.7148
N06	Revenant de N07	216.2127	31.2185	
	Plancher	42.9932		
	Poteau P05	10.71	12.5425	
	Poutre	14.025		
	Cloison	8.9016		
	Total	292.8425	41.2525	457.2161

N05	Revenant de N06	292.8425	41.2525	
	Plancher	42.9932		
	Poteau P04	10.71	12.5425	
	Poutre	14.025		
	Cloison	8.9016		
	Total	369.4723	50.0322	573.8359
N04	Revenant de N05	369.4723	50.0322	
	Plancher	42.9932		
	Poteau P03	10.71	12.5425	
	Poutre	14.025		
	Cloison	8.9016		
	Total	446.1021	57.5577	688.5743
N03	Revenant de N04	446.1021	57.5577	
	Plancher	42.7851		
	Poteau P02	15.3	12.47	
	Poutre	14.25		
	Cloison	8.5146		
	Total	526.9518	63.7927	807.0739
N02	Revenant de N03	526.9518	63.7927	
	Plancher	42.7851		
	Poteau P01	15.3	12.47	
	Poutre	14.25		
	Cloison	8.5146		
	Total	607.8015	70.0277	925.5735

N01	Revenant de N02	607.8015	70.0277	
	Plancher	42.7851		
	Poteau P _{RDC}	15.3	12.47	
	Poutre	14.25		
	Cloison	8.5146		
	Total	688.6512	76.2627	1044.0731

II.5 : vérifications du poteau le plus sollicité (G2) :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance (compression simple)
- Critère de stabilité de forme
- Condition de **RPA (V 2003)**

II.5.1. vérification de la résistance (compression simple) :

$$N_u = 1.35 P + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 \times 926.4663) + (1.5 \times 100.8257) = \mathbf{1401.9680 \text{ KN}}$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

$$10\% \text{ tel que : } N_u^{\text{maj}} = 1.1 \times 1401.9680 = \mathbf{1542.1648 \text{ KN}}$$

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \sigma = \frac{N_u^{\text{maj}}}{B} \leq \sigma_{\text{adm}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma = \frac{1542.1648}{0.4 \times 0.5} \times 10^{-3} \text{ MPa} = \mathbf{7.7108 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \mathbf{14.2 \text{ MPa.}}$$

D'où la condition de résistance $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$ est vérifiée.

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux de tous les étages :

Etage	Effort majoré (KN)	Section m ²	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
RDC	1542.1648	0.40 × 0.50	7.7108	14.2	vérifiée
1	1371.9442	0.40 × 0.50	6.8597	14.2	vérifiée
2	1201.7236	0.40 × 0.50	6.0086	14.2	vérifiée
3	1031.503	0.35 × 0.40	7.3678	14.2	vérifiée
4	862.4596	0.35 × 0.40	6.1604	14.2	vérifiée
5	690.7248	0.35 × 0.40	4.9337	14.2	vérifiée
6	469.3622	0.30 × 0.30	5.2151	14.2	vérifiée
7	341.7672	0.30 × 0.30	3.7974	14.2	vérifiée
8	164.5086	0.30 × 0.30	1.8278	14.2	vérifiée

Tableau II.13 : Vérification de la résistance a la compression

II.5.2. vérification de la stabilité de forme (flambement) :

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'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

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 RDC

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.4 \times 0.50 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.50^3}{12} = 4.1666 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{4.1666 \times 10^{-3}}{0.20}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.875 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.875}{35}\right)^2} = 0.8203$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$B_r \geq \frac{1542.1648 \times 10^{-3}}{0.8203 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.0854 \text{ m}^2$$

Or nous avons : $B_r = (0.40 - 0.025) \times (0.5 - 0.025) = 0.1781 \text{ m}^2 > 0.0854 \text{ m}^2$

Donc le poteau P_{RDC} ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (G2) à tous les niveaux :

Etage	$Nu^{maj}(KN)$	$L_f(m)$	λ	α	$B_r^{clc}(m^2)$	$B_r (m^2)$	vérification
RDC	1542.1648	2.142	14.875	0.8203	0.0854	0.1781	vérifiée
1	1371.9442	2.142	14.875	0.8203	0.0760	0.1781	vérifiée
2	1201.7236	2.142	14.875	0.8203	0.0665	0.1781	vérifiée
3	1031.503	2.142	24.9069	0.7718	0.0607	0.1218	vérifiée
4	862.4596	2.142	24.9069	0.7718	0.0507	0.1218	vérifiée
5	690.7248	2.142	24.9069	0.7718	0.0406	0.1218	vérifiée
6	469.3622	2.142	18.5615	0.8047	0.0264	0.0756	vérifiée
7	341.7672	2.142	18.5615	0.8047	0.0193	0.0756	vérifiée
8	164.5086	2.142	18.5615	0.8047	0.0092	0.0756	vérifiée

Tableau II.14. Vérification du flambement des poteaux dans tous les niveaux

II.5.3. vérification des conditions du RPA99 version 2003:

❖ Vérification du poteau du plancher terrasse inaccessible :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone

II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, h) \geq 25cm. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(30,30) \geq 25cm. \\ \min(30,30) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4. \end{array} \right.$$

Donc les conditions du RPA 99 (V 2003) sont vérifiées

Conclusion :

Le pré-dimensionnement d'une structure se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences du pré-dimensionnement données par le RPA99 version 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les éléments non structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :

- ✓ L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(16+4) cm**.
- ✓ L'épaisseur des balcons adoptée est de **15cm**.
- ✓ L'épaisseur des paliers de repos d'escaliers, a été pré-dimensionnée de **14 cm**.
- ✓ L'épaisseur des panneaux de dalle de l'escalier (volées de l'escalier) a été estimée à **14cm**.
- ✓ L'épaisseur du panneau de dalle de la terrasse inaccessible a été estimée à **15cm**.

Après avoir pré-dimensionnés les éléments non structuraux, nous avons procédé au pré-dimensionnement des éléments structuraux tel que :

Les voiles : ont été pré-dimensionné avec une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles de notre structure et la longueur varie d'un voile à un autre.

Les poutres : la section adoptée est de **(30×40) cm²** pour les poutres principales et **(30×30) cm²** pour les poutres secondaires.

Les poteaux : ont été étudiés à la compression simple et au flambement (stabilité de forme) selon les règles du BAEL91, et les conditions du RPA version 2003 ont été vérifiées. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (G2) d'après les plans de coffrage de pré-dimensionnement. Les dimensions des poteaux ont été fixées à :

- RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : $(a \times b) = (40 \times 50) \text{ cm}^2$
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : $(a \times b) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage : $(a \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

INTRODUCTION :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 Version 2003...).

III.1. Etude des planchers :

Dans notre structure nous avons un seul type de plancher :

- plancher à corps creux.

III.1.1. Plancher à corps creux :

III.1.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

Le choix du sens de la disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

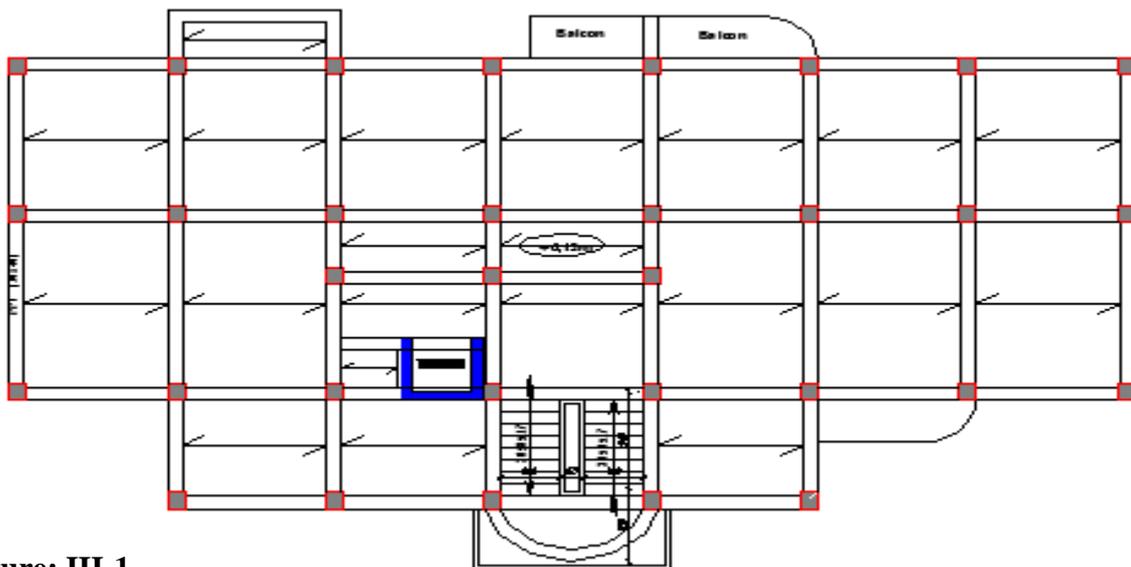
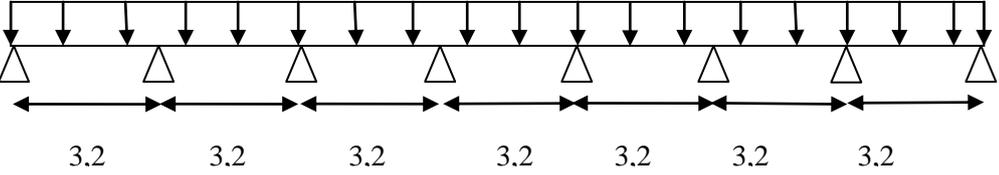
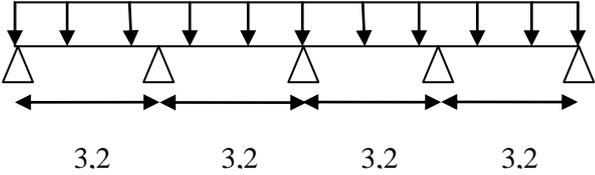
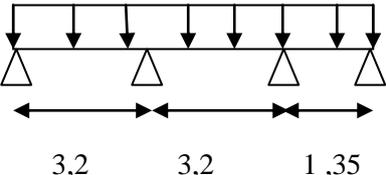
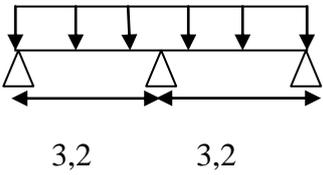
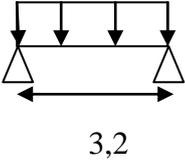


Figure: III-1

sens de disposition des poutrelles

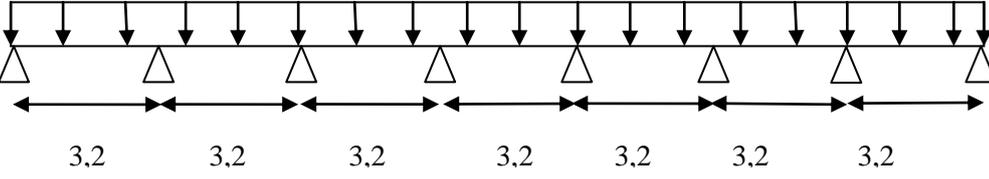
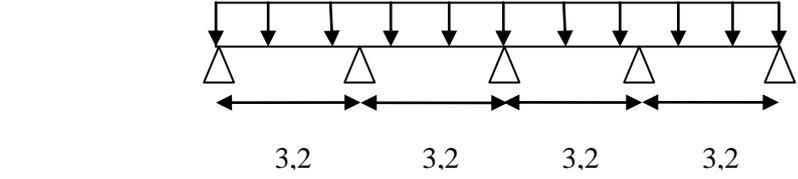
L'étage courant :

Tableau III.1. : Les différents Types de poutrelles

<p>Type 1</p>	
<p>Type 2</p>	
<p>Type 3</p>	
<p>Type 4</p>	
<p>Type 5</p>	

Terrasse inaccessible :

Tableau III.2 : Les différents Types de poutrelles

<p>Type 1</p>	
<p>Type 2</p>	
<p>Type 5</p>	

III.1.1.1.1. Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes : La méthode **forfaitaire** et la Méthode de **Caquot**.

A. Méthode forfaitaire : (Annexe E.1 du BAEL 91)

Domaine d'application : (BAEL91 art B.6.2, 210)

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

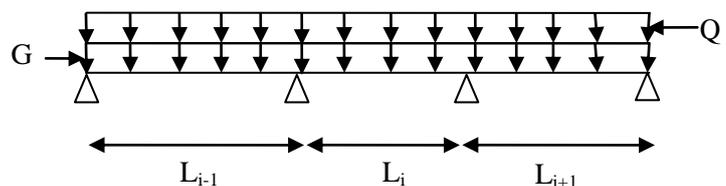


Figure. III.1: Schéma d'une Poutre continue

Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Avec : α est un coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Evaluation des moments**a.1) Moment en appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max (M^1_{0, \dots, M^n_0)$, avec n : nombre de travées d'une poutre.

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

a.2) Moment en appuis intermédiaires

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

0,6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0,5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 : pour une poutre à plus de trois travées.

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

a.3) Moment en travée

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

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

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{array} \right.$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

b) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

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

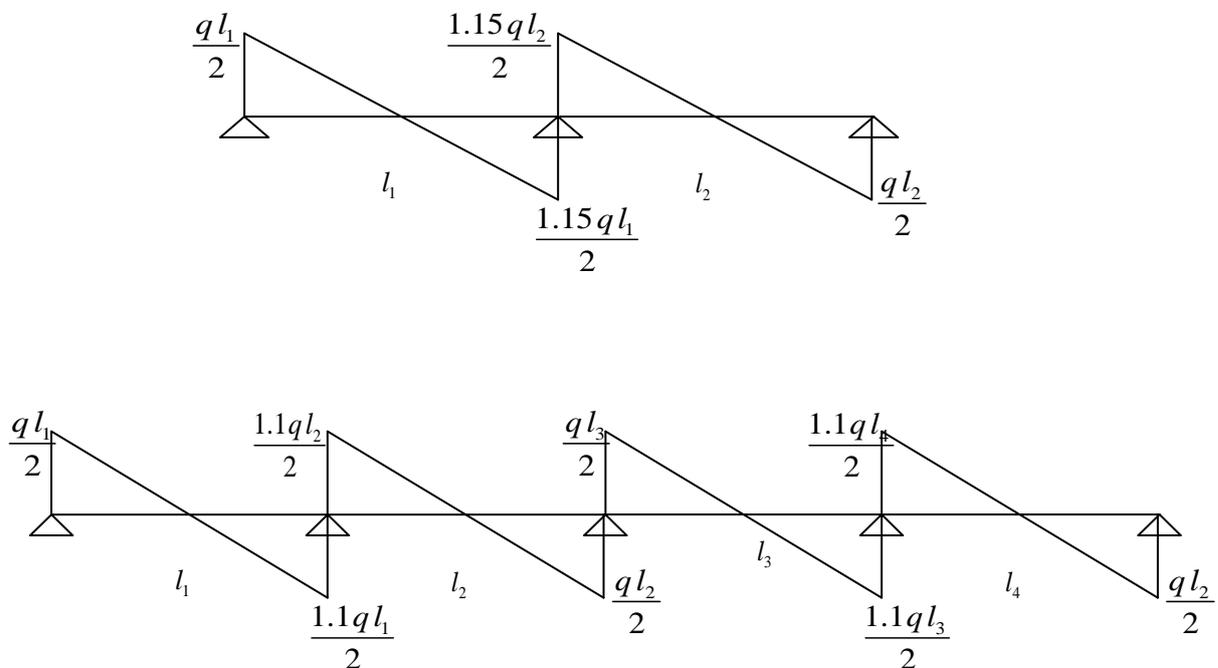


Figure.III.2: Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 91)

❖ Conditions d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé 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.

a. Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

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

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

b. Moment en travée

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

❖ **L'effort tranchant**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.1.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À L'ELU : } P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b$$

$$\text{À L'ELS : } P_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance **b = 0.65m**.

Tab III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

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)
Plancher de RDC et étage courant	5,27	1,50	9,36	6,08	6,77	4,4
Terrasse inaccessible	6,69	01	10,53	6,84	7,69	5,0

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

III.1.1.1.3. Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles (types 3) du plancher de RDC, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux ci- dessous

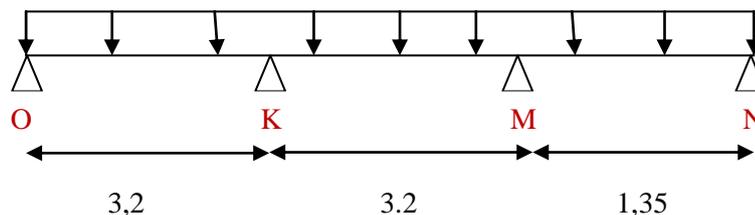


Figure III.3 : schéma statique d'une poutrelle type 6

❖ Choix de la méthode de calcul

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de Caquot minoré.

a. Moment en appuis

$$G' = \left(\frac{2}{3}\right) G = (2 \times 5.27)/3 = 3.51 \text{ KN}$$

$$P_u = (1.35 \times G' + 1.5Q) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Calcul des longueurs fictives: } L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{OK} = L_{OK} = 3.2m$$

$$L'_{KL} = 0.8 \times L_{KL} \Rightarrow L'_{KL} = 0.8 \times 3.2 = 2.56m$$

$$L_{MN} = L'_{MN} = 1.35m$$

A l'ELU:

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

$$M_O = M_N = 0.$$

$$M_K = -\frac{4.55 \times (3.2^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.56)} \Rightarrow M_K = -4.60KN.m$$

$$M_L = -\frac{4.55 \times (2.56^3 + 1.35^3)}{8.5 \times (2.56 + 1.35)} \Rightarrow M_L = -2.63KN.m$$

A l'ELS

$$M_O = M_N = 0.$$

$$M_K = -\frac{3.26 \times (3.2^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.56)} \Rightarrow M_K = -3.30KN.m$$

$$M_L = -\frac{3.26 \times (2.56^3 + 1.35^3)}{8.5 \times (2.56 + 1.35)} \Rightarrow M_L = -1.88KN.m$$

b. Moments aux travées

Travée OK

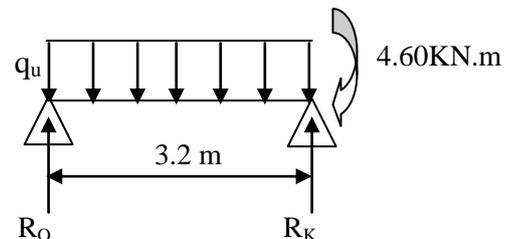
A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_O + R_K = p_U \times L_{OK} \Rightarrow R_O + R_K = 6.08 \times 3.2 = 19.46KN$$

$$\sum M/K = 0 \Rightarrow 3.2R_O - 6.08 \times \frac{3.2^2}{2} + 4.60 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_O = 8.30KN \\ R_K = 11.16KN \end{cases}$$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_o x + 6.08 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_o x - 6.08 \frac{x^2}{2}$$

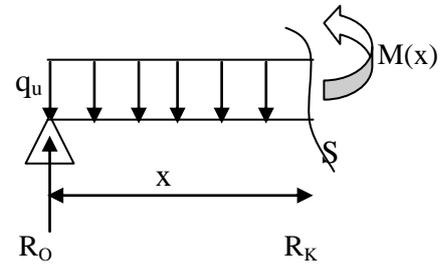
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_o - 6.08x$$

$$V(x=0) = 8.3 \text{ KN}$$

$$V(x=3.2) = -11.16 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.3}{6.08} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{OK}^{Max} = M(x=1.37) = 5.66 \text{ KN.m}$$



A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_o + R_k = p_s \times L_{OK} \Rightarrow R_o + R_k = 4.4 \times 3.2 = 14.08 \text{ KN}$$

$$\sum M/K = 0 \Rightarrow 3.2R_o - 4.4 \times \frac{3.2^2}{2} + 3.3 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_o = 6.01 \text{ KN} \\ R_k = 8.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_o x + 4.4 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_o x - 4.4 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_o - 4.4x$$

$$V(x=0) = 6.01 \text{ KN}$$

$$V(x=3.2) = -8.07 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.01}{4.4} = 1.37$$

$$M_{OK}^{Max} = M(x=1.37) = 4.10 \text{ KN.m}$$

Travée KL

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_k + R_L = p_U \times L_{KL} \Rightarrow R_k + R_L = 6.08 \times 3.2 = 19.46 \text{ KN}$$

$$\sum M/L = 0 \Rightarrow 3.2R_k - 6.08 \times \frac{3.2^2}{2} + 2.63 - 4.60 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_k = 10.34 \text{ KN} \\ R_L = 9.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 10.34x - 6.08 \frac{x^2}{2} - 4.60 = 0$$

$$M(x) = 10.34x - 6.08 \frac{x^2}{2} - 4.60$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 10.34 - 6.08x$$

$$V(x=0) = 10.34 \text{KN}$$

$$V(x=3.2) = -9.11 \text{KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{10.34}{6.08} = 1.70$$

$$M_{KL}^{Max} = M(x=1.70) = 4.19 \text{KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_K + R_L = p_U \times L_{KL} \Rightarrow R_K + R_L = 4.4 \times 3.2 = 14.08 \text{kN}$$

$$\sum M/K = 0 \Rightarrow 3.2R_K - 4.4 \times \frac{3.2^2}{2} + 1.88 - 3.30 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_K = 7.48 \text{KN} \\ R_L = 6.6 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 7.48x - 4.4 \frac{x^2}{2} - 3.30 = 0$$

$$M(x) = 7.48x - 4.4 \frac{x^2}{2} - 3.30$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 7.48 - 4.4x$$

$$V(x=0) = 7.48 \text{KN}$$

$$V(x=3.2) = -6.6 \text{KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{7.48}{4.4} = 1.7$$

$$M_{KL}^{Max} = M(x=1.7) = 3.06 \text{KN.m}$$

Travée MN

A ELU

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_M + R_N = p_U \times L_{MN} \Rightarrow R_M + R_N = 6.08 \times 1.35 = 8.21 \text{KN}$$

$$\sum M/N = 0 \Rightarrow 1.35R_M - 6.08 \times \frac{1.35^2}{2} - 2.63 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_M = 6.05 \text{KN} \\ R_N = 2.16 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 6.05x + 6.08 \frac{x^2}{2} + 2.63 = 0$$

$$M(x) = 6.05x - 6.08 \frac{x^2}{2} - 2.63$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 6.05 - 6.08x$$

$$V(x=0) = 6.05 \text{ KN}$$

$$V(x=1.35) = -2.16 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.05}{6.08} = 0.996$$

$$M_{MN}^{Max} = M(x=0.996) = 0.38 \text{ KN.m}$$

A ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_M + R_N = p_s \times L_{MN} \Rightarrow R_M + R_N = 4.4 \times 1.35 = 5.94 \text{ KN}$$

$$\sum M/N = 0 \Rightarrow 1.35R_M - 4.4 \times \frac{1.35^2}{2} - 1.88 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_M = 4.36 \text{ KN} \\ R_N = 1.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 4.36x + 4.4 \frac{x^2}{2} + 1.88 = 0$$

$$M(x) = 4.36x - 4.4 \frac{x^2}{2} - 1.88$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 4.36 - 4.4x$$

$$V(x=0) = 4.36 \text{ KN}$$

$$V(x=1.35) = -1.58 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{4.36}{4.4} = 0.99$$

$$M_{MN}^{Max} = M(x=0.99) = -0.28 \text{ KN.m}$$

➤ Exemple de calcul d'une poutrelle type 4 du plancher d'étage courant

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire.

❖ Choix de la méthode de calcul

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :
 - $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.27, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$
 - $I = \text{constant}$
 - $L_i / l_{i+1} = 4.55 / 4.4 = 1.3$ compris entre 0.8 et 1.25
 - F.P.N

✓ Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, On utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 4

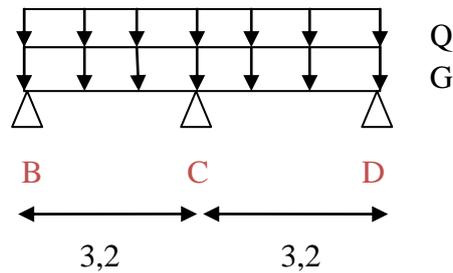


Figure III.4 : schéma statique d'une poutrelle sur trois appuis

▪ Calcul les Moments isostatique

A ELU

$$\text{Travée BC} : M_0^{BC} = \frac{P_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 7.78 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD} : M_0^{CD} = \frac{P_U \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 7.78 \text{KN.m}$$

A ELS

$$\text{Travée EF} : M_0^{BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 5.63 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée FG} : M_0^{CD} = \frac{P_S \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 5.63 \text{KN.m}$$

a. Moments sur les appuis

Appuis de rive

$$M_B = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$.

Appuis intermédiaires

A ELU

$$M_C = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -4.67 \text{KN.m}$$

A ELS

$$M_C = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -3.38 \text{KN.m}$$

b. Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.27} = 0.22$$

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1+0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1+0,3 \times \alpha) = (1+0,3 \times 0.22) = 1.066 \\ \frac{1.2+0,3 \times 0.22}{2} = 0.633 \end{cases}$$

A L'ELU

Travée BC

$$M_t + \frac{0+4.67}{2} \geq 1.066 \times 7.78 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0,3 \times 0.22}{2} \times 7.78 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.96 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.93 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.96; 4.93) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.96 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_t + \frac{4.64+0}{2} \geq 1.066 \times 7.78 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.633 \times 7.78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.96 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.93 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.96; 4.93) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.96KN.m$$

A ELS

Travée BC

$$M_t + \frac{0 + 3.38}{2} \geq 1.066 \times 5.63 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 5.63 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 4.31KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 3.56KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.31; 3.56)KN.m$$

$$M_t = 4.31KN.m$$

Travée CD

$$M_t + \frac{3.38 + 0}{2} \geq 1.066 \times 5.63 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.633 \times 5.63KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 4.31KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 3.56KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.31; 3.56)KN.m$$

$$M_t = 4.31KN.m$$

▪ **Les efforts tranchants**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée BC

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.08 \times 3.2}{2} = 9.73KN$$

$$V_C = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.08 \times 3.2}{2} = 11.19KN$$

Travée CD

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.08 \times 3.2}{2} = 9.73 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.08 \times 3.2}{2} = 11.19 \text{ KN}$$

L'effort tranchant isostatique a l'ELS :

On calcul V_0 pour chaque travée :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{4.4 \times 3.2}{2} = 7.04 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{4.4 \times 3.2}{2} = 8.10 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{4.4 \times 3.2}{2} = 7.04 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{4.4 \times 3.2}{2} = 8.10 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

- **Plancher RDC et étage courant :**

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher entre sol.

Type	Travée	Longueur $L(m)$	Longueur $L'(m)$ (M.Caquo t)	M_0 KN.m (M forfaitair e)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M_g	M_d		V_g	V_d
01	A – B	3.20	----	7.79	0.00	-3.90	6.36	9.74	-10.71
	B – C	3.20	----	7.79	-3.90	-3.12	4.80	10.71	-9.74
	C – D	3.20	----	7.79	-3.12	-3.12	5.19	9.74	-9.74
	D – E	3.20	----	7.79	-3.12	-3.12	5.19	9.74	-9.74
	E – F	3.20	----	7.79	-3.12	-3.12	5.19	9.74	-9.74

	F – G	3.20	----	7.79	-3.12	-3.90	4.80	9.74	-10.71
	G – H	3.20	----	7.79	-3.90	0.00	6.36	10.71	-9.74
02	A – B	3.20	----	7.79	0.00	-3.90	6.36	9.74	-10.71
	B – C	3.20	----	7.79	-3.90	-3.12	4.80	10.71	-9.74
	C – D	3.20	----	7.79	-3.12	-3.90	4.80	9.74	-10.71
	D – E	3.20	----	7.79	-3.90	0.00	3.36	10.71	-9.74
03	A – B	3.20	3.20	----	0.00	-4.60	5.66	8.30	-11.18
	B – C	3.20	2.56	----	-4.60	-2.63	4.21	10.35	-9.12
	C – D	1.35	1.35	----	-2.63	0.00	0.38	6.06	-2.16
04	A – B	3.20	----	7.79	0.00	-4.68	5.97	9.74	-11.20
	B – C	3.20	----	7.79	-4.68	0.00	5.97	11.20	-9.74
05	B – C	3.20	----	7.79	0.00	0.00	7.79	9.74	-9.74

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher entre sol

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquo t)	M ₀ KN.m (M .forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	3.20	----	5.63	0.00	-2.82	4.60
	B – C	3.20	----	5.63	-2.82	-2.25	3.47
	C – D	3.20	----	5.63	-2.25	-2.25	3.76
	D – E	3.20	----	5.63	-2.25	-2.25	3.76
	E – F	3.20	----	5.63	-2.25	-2.25	3.76
	F – G	3.20	----	5.63	-2.25	-2.82	3.47
	G – H	3.20	----	5.63	-2.82	0.00	4.60
02	A – B	3.20	----	5.63	0.00	-2.82	4.60
	B – C	3.20	----	5.63	-2.82	-2.25	3.47
	C – D	3.20	----	5.63	-2.25	-2.82	3.47
	D – E	3.20	----	5.63	-2.82	0.00	4.60
03	A – B	3.20	3.20	----	0.00	-3.30	4.11
	B – C	3.20	2.56	---	-3.30	-1.87	3.06
	C – D	1.35	1.35	----	-1.87	0.00	0.28

04	A – B	3.20	----	5.63	0.00	-3.38	4.32
	B – C	3.20	----	5.63	-3.38	0.00	4.32
05	B - C	3.20	----	5.63	0.00	0.00	5.63

Terrasse inaccessible :

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.20	----	8.76	0.00	-4.38	7.01	10.95	-12.05
	B – C	3.20	----	8.76	-4.38	-3.51	5.26	12.05	-10.95
	C – D	3.20	----	8.76	-3.51	-3.51	5.70	10.95	-10.95
	D – E	3.20	----	8.76	-3.51	-3.51	5.70	10.95	-10.95
	E – F	3.20	----	8.76	-3.51	-3.51	5.70	10.95	-10.95
	F – G	3.20	----	8.76	-3.51	-4.38	5.26	10.95	-12.05
	G – H	3.20	----	8.76	-4.38	0.00	7.01	12.05	-10.95
02	A – B	3.20	----	8.76	0.00	-4.38	7.01	10.95	-12.05
	B – C	3.20	----	8.76	-4.38	-3.51	5.26	12.05	-10.95
	C – D	3.20	----	8.76	-3.51	-4.38	5.26	10.95	-12.95
	D – E	3.20	----	8.76	-4.38	0.00	7.01	12.95	-10.95
05	B – C	3.20	----	8.76	0.00	0.00	8.76	10.95	-10.95

Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
	A – B	3.20	----	6.40	0.00	-3.2	5.20
	B – C	3.20	----	6.40	-2.56	-2.56	3.84

01	C – D	3.20	----	6.40	-2.56	-2.56	4.16
	D – E	3.20	----	6.40	-2.56	-2.56	4.16
	E – F	3.20	----	6.40	-2.56	-2.56	4.16
	F – G	3.20	----	6.40	-2.56	-3.20	3.84
	G – H	3.20	----	6.40	-3.20	0.00	5.20
02	A – B	3.20	----	6.40	0.00	-3.20	5.20
	B – C	3.20	----	6.40	-3.20	-2.56	3.84
	C – D	3.20	----	6.40	-2.56	-3.2	3.84
	D – E	3.20	----	6.40	-3.20	0.00	5.20
05	B - C	3.20	----	6.40	0.00	0.00	6.40

III.1.1.1.4. sollicitations maximales dans les poutrelles :

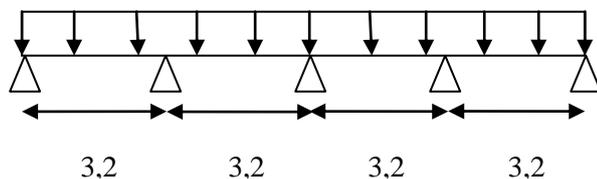
Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tab III.8. : Sollicitations maximales dans Les poutrelles les plus défavorables.

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Inter			Rive	Inter	
RDC, Etage 1,2,3,4,5,6, 7, 8	02	0.00	-3.90	6.36	10.71	0.00	-2.82	4.60
Terrasse inaccessible	02	0.00	-4.38	7.01	12.95	0.00	-3.2	5.20

III .1.1.1.5. Ferrailage des poutrelles

III .1.1.1.5.1.Plancher RDC, Etage 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8:



a. Vérification à l'ELU :**En travée :**

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_t^{\max} = 6.36 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^{\text{int}} = 3.90 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 10.71 \text{ KN}$$

Sauf pour les appuis de rive qu'on ferraille avec :

$$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.17 \text{ KN.m}$$

Remarque 1 :**En travée :**

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

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque 2 :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=50cm** (b=50cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **3.20 m**

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

i. Armatures longitudinales**➤ Ferrailage en travée :**

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

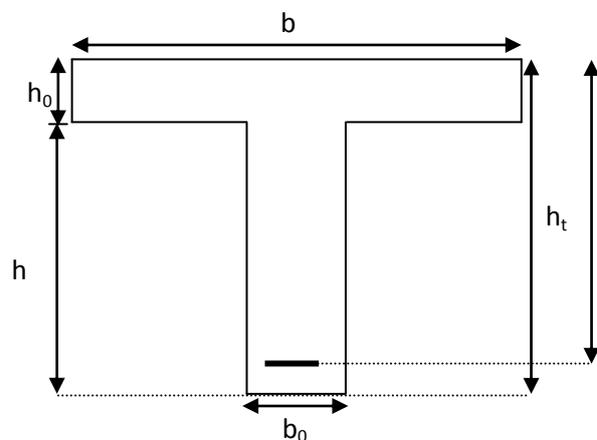


Figure III.5 : Dimensions de la poutrelle

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{6.36 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \quad (\text{les armatures dans la zone}$$

comprimées ne sont pas nécessaires)

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.178 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{6.36 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{calculer}}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$Condition non vérifiée.

En ferraille avec le A_{\min}

Soit : 3HA10 avec $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferraillage En appuis :**

Appuis de rives

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.12 \times 0.20)m$.

$$M_{Rive}^a = -1.17 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.17 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A: $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$ et les armatures dans la

zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.178m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.17 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.19 cm^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 cm^2$$

$A_t > A_{Min}$ condition non vérifiée.

En ferraille avec le A_{min}

Soit : $A_s = 1HA10 = 0.79 cm^2$

Appuis intermédiaires

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.12 \times 0.24)m$.

$$M_{Interne}^a = -3.90 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.90 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.071$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$ et les armatures dans la zone

comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}}{0.8} = 0.09$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.09) = 0.173m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{3.90 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 0.65 cm^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 cm^2$$

$A_{min} = 0.26 cm^2 < A_a \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Soit : 1HA12+1HA10=1.92cm².

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = 10.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.71 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.50 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

ii. Armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \phi_L\}$$

ϕ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_L = 8\text{mm}$).

$$\phi_t \leq \min \{200 / 35, 120 / 10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

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

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)} \dots\dots\dots (2).$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.50 - 0.3 \times 2.1)} = 116.92 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 116.92 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 47,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

St= min [(1); (2); (3)]

Soit: St = 15cm.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \times 10,71 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,67 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} = \frac{10,71 \times 10^{-3} \times (0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,67 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa}$$

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

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

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0,79 + 2,36 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 10,71 \times 10^{-3}}{400} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[10,71 - \frac{6,36}{0,9 \times 0,18} \right] \times 10^{-3} = -0,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0,82 \text{ cm}^2 \text{ aucune vérification à}$$

faire

▪ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{10,71 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2.$$

$$A_l > 1,15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_l = 2.36 + 1.92 = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10.71 + \frac{-6.36}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = -0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01071 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 0.244 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y :

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

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4})y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0 \Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15As(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.92^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.60 \times 3.92 \times 10^3}{8323.05} = 2.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -2.82 \text{ KN.m} < 0$ (Le calcul se fait pour une section (b x h))

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.2 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15As(d - y)^2 \Rightarrow I = 11446.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.82 \times 10^3 \times 7.20}{11446.27} = 1.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis de rive

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

$$\frac{12 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 5.06 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 5.06^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.06)^2 \Rightarrow I = 4791.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.85 \times 5.06 \times 10^3}{4791.22} = 0.90 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Etat limite de déformation

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

▪ Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$(1). \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.0625 \equiv \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2). \frac{h}{L} = 0.0625 < \frac{4.60}{10 \times 5.63} = 0.08 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Tel que :

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

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

- Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.27 = 3.43 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.27 + 1.5) = 4.40 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 3.20^2}{8} = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.43 \times 3.20^2}{8} = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.40 \times 3.20^2}{8} = 4.22 \text{ KN.m}$$

-Propriété de la section

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (9.79 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48311.41 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

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

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

$$y = 0.0392 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.011} = 3.74 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.74 = 1.50$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{1.78 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.04} \Rightarrow \sigma_{js} = 45.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{3.30 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.04} \Rightarrow \sigma_{gs} = 83.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{4.22 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.04} \Rightarrow \sigma_{ps} = 107.08 \text{ MPa}$$

$$\text{- Calcul de } \mu : \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 45.17 + 2.1} = 0.10$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 83.74 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 107.08 + 2.1} = 0.46$$

- Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.74 \times 0.1} = 38677.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.74 \times 0.36} = 22648.55 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.74 \times 0.46} = 19534.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 1.5 \times 0.36} = 34508.15 \text{ cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{1.78 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 38677.16} \times 10^7 = 0.015 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{3.30 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 22648.55} \times 10^7 = 0.046 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{3.30 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 34508.15} \times 10^7 = 0.039 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{4.22 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 19534.30} \times 10^7 = 0.069 \text{ cm}$$

- La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.039 + 0.069 - 0.046 - 0.015 = 0.047 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III .2.1.1.5.2.Plancher Terrasse inaccessible :

➤ **Le ferrailage à l'ELU**

Tableau III.9.Le calcul du ferrailage à l'ELU

	$M_t(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (m)$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisit} (cm^2)$
<i>En travée</i>	7.01	0.023	0.029	0.178	1.13	1.41	3HA10 2.36
<i>En appui intermédiaire</i>	4.38	0.079	0.10	0.178	0.71	0.26	1HA12+1HA10 1.92
<i>En appui de rive</i>	1.31	0.024	0.08	0.179	0.21	0.26	1HA10 0.79

• **Evaluation de la flèche**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10.Evaluation de la flèche

L (m)	$A_s (cm^2)$	$M_{jser} (KN.m)$	$M_{gser} (KN.m)$	$M_{pser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	$I_0 (cm^4)$
3.20	2.36	1.89	4.45	5.12	8323.04	48311.41
Y (cm)	$I_{fji} (cm^4)$	$I_{fgi} (cm^4)$	$I_{fpi} (cm^4)$	$I_{fgv} (cm^4)$	$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
3.92	149670	78683	73770	128070	0.69	6.40

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.11. Le ferrailage des différentes poutrelles :

<i>POUTRELLE</i>		<i>ARMATURES LONGITUDINALES</i>		<i>ARMATURES TRASVRSALES</i> (<i>cm</i> ²)
		Section calculée (<i>cm</i> ²)	Section adoptée (<i>cm</i> ²)	
<i>Plancher Terrasse inaccessible</i>	Appuis de rive	0.26	1HA1 = 0.79	2HA6= 0.57
	appuis intermédiaires	0.71	1HA14+1HA10 2.33	2HA6 0.57
	Travée	1.4	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57
<i>Plancher étage courant et RDC</i>	Appuis de rive	0.26	1HA10= 0.79	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	0.65	1HA12+1HA10 1.92	2HA6=0.57
	Travée	1.41	3HA10 2.36	2HA6=0.57

III.2.1.2. Etude de la dalle de compression

a. Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2 / m$$

Donc on adopte 5T6 = 1.41 cm²/m

Espacement :

$$S = 15 \text{ cm}$$

b. Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / m$$

Donc on adopte 3T6 = 0.85 cm²/m

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

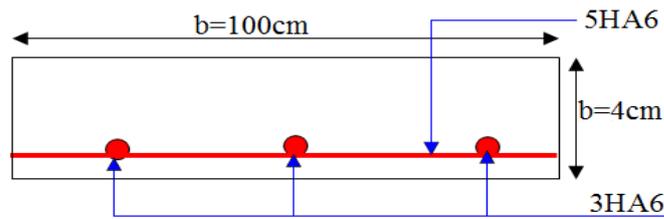


Figure III.6 :Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.12.Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC et Etage courant	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA14</p> <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>

III.2 .Etudes des Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm et qu'ils sont définis :

- Dalle sur deux appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.3.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,325 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (sens x-x) elle est calculée}$$

comme une console encastree à une extrémité et libre dans la 2^{ème}, soumise à la flexion simple.

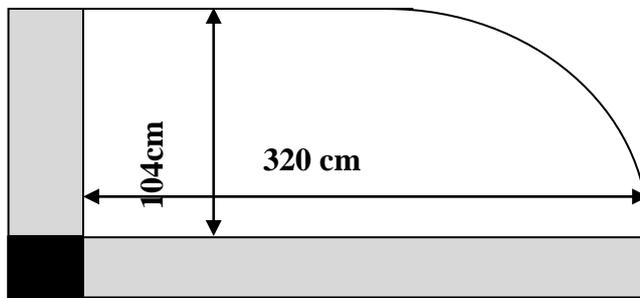


Figure III.7

▪ **Evaluation des charges**

$$G = 6.17 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 13.58 \text{ KN / m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 9.67 \text{ KN/m}^2.$$

$Q_g = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Calcul des sollicitations**

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

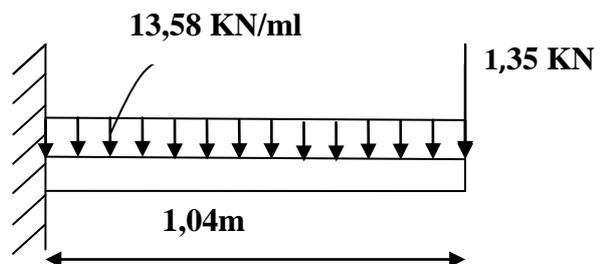


Fig.III.8. schéma statique de la dalle

$$M_U = \frac{13.58 \times 1.04^2}{2} + 1.35 \times 1.04 = 8.75 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 13.58 \times 1.04 + 1.35 = 15.47 \text{ KN.}$$

$$M_{Ou}^x = \frac{p_u \times l_x^2}{8} = \frac{13.58 \times 1.04^2}{8} = 1.84 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \cdot M_{Ou}^x = 1.56 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a = 0.3 \cdot M_{Ou}^x = 0.55 \quad .$$

▪ Le Ferrailage

a. Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.037$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone

comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Tableau N°III. 13: Calcul des armatures principales pour la dalle.

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
8.75	0.037	0,047	0,128	1.23	0	4T12=4.52	25

b. Les armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$s_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Les vérifications**

A l'ELU**- l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,119 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

A l'ELS**- La contrainte dans le béton**

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

$$M_{\text{ser}} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{\text{gs}} \times l = \frac{9.67 \times 1.04^2}{2} + 1 \times 1,35 = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.21 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5.6457 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.58 \times 10^{-3}}{5.6457 \times 10^{-5}} \times 3.21 \times 10^{-2} = 3.74 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

- La contrainte dans l'acier

On a : Fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max (240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6.58 \times 10^{-3}}{5.6457 \times 10^{-5}} (0,13 - 0,0321) = 171.15 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

- Vérification de la flèche

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

Sens x-x

$$\frac{h}{l} \geq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{15}{104} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,144 \geq 0,0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,144 > 0,085$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0035 \leq 0,006$$

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

▪ Le schéma de ferrailage

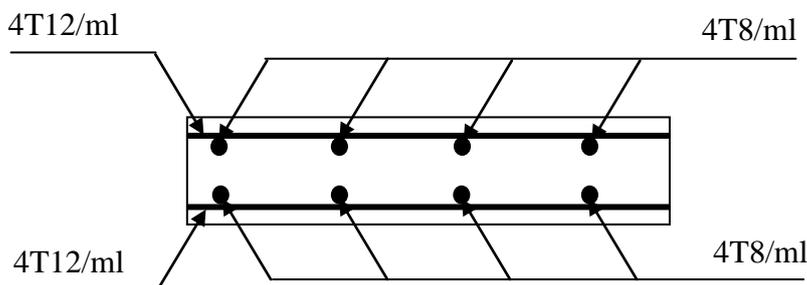


Figure III. 9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine
Sur deux appuis

III.3. ETUDE DES ESCALIERS

III.3.1. Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.2. Escalier principal :

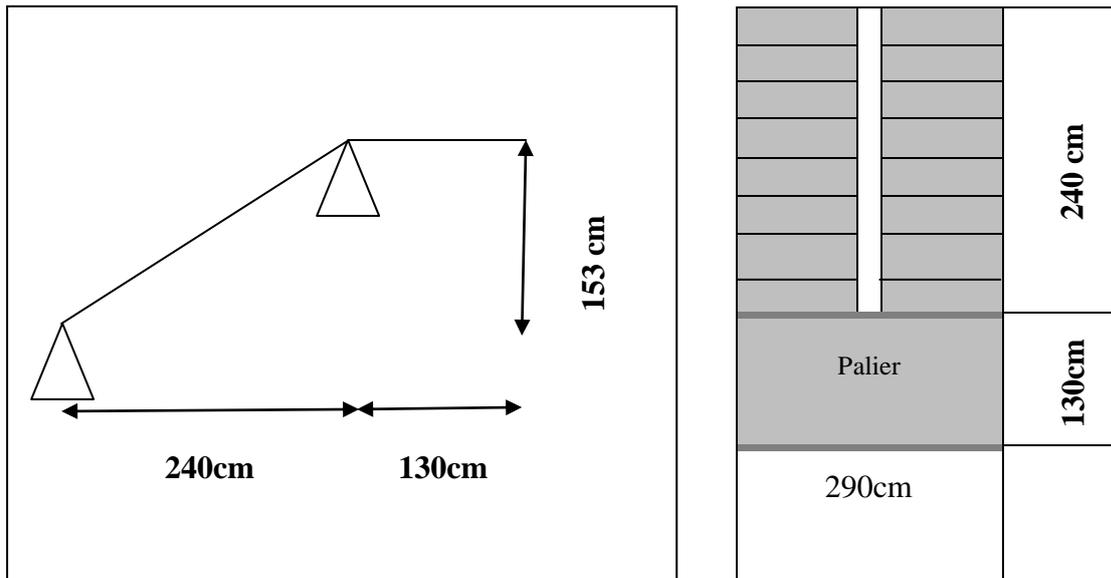


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

▪ Evaluation des charges et surcharges

La volée

$$\begin{cases} G_V = 8.14 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Le palier :

$$\begin{cases} G_P = 5.02 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

▪ **Combinaison de charges**

- **Pour la volée**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.74 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.64 \text{ KN/m}$

- **Pour le palier**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.53 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 7.52 \text{ KN/m}$

▪ **Les sollicitations**

A. à l'ELU

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

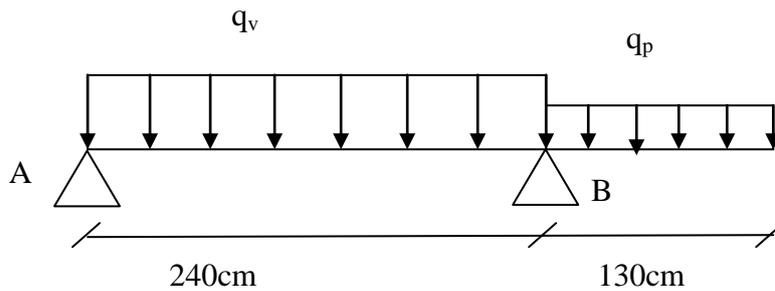


Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

Les sollicitations son calculées par la méthode R.D.M.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_V + R_P = (14.74 \times 2.4) + (10.53 \times 1.30) \Leftrightarrow R_A + R_B = 49.07 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow R_P (\frac{1.3}{2} + 2.4) + R_V (\frac{2.4}{2}) = R_B \times 2.4$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{ (1.2 R_V + 3.05 R_{P1}) }{ 2.4 }$$

$$R_B = \frac{ (1.2 \times 14.74) + (3.05 \times 10.53) }{ 2.4 }$$

$$R_B = 20.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 28.32 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

➤ $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) = R_A \times x - q_v \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 28.32x - 14.74 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 25.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.74x + 28.32 = 0$$

$$x = 1.92m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.92) = 27.21 \text{ KN.m}$$

➤ $0 \leq x \leq 1.3m$

$$M(x) = -q_p \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.3) = -8.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 10.53x = 0$$

$$x = 0m$$

$$M^{\max} = M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

➤ $0 \leq x \leq 2.4m$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.74x + 28.32$$

$$\begin{cases} T(0) = 28.32 \text{ KN} \\ T(2.4) = -7.06 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ $0 \leq x \leq 1.3m$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = 10.53x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.3) = 13.69 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment en travée et en appui**

Les sollicitations max sont :

➤ $M_{0\max} = 27.21 \text{ KN.m}$ pour $x = 1.92m$

$$\triangleright T(\max) = 28.32 \text{ KN}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 20.41 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 M_{\max} = -13.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Ferrailage d'escalier

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

En travée

$$M^t = 20.41 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.41 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.0998$$

$$\mu_{bu} = 0.0998 < \mu_l = 0.392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.132$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.113 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{20.41 * 10^{-3}}{0.113 * 348} = 5.19 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M^a = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.61 * 10^{-3}}{1(0.12)^2 14.2} = 0.0666$$

$$\mu_{bu} = 0.0666 < \mu_l = 0.392.$$

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.086$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.116 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{13.61 * 10^{-3}}{0.116 * 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5\phi 10 = 3.92\text{cm}^2$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.14. : Ferrailage à ELU

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(\text{cm}^2)$	$A_{Adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	21.27	0.099	0.0131	0.123	5.54	5HA12=5.65
Appui	14.18	0.066	0.085	0.126	3.62	5HA10=3.92

▪ **Vérifications condition de non fragilité [BAEL91]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

▪ **Armatures de répartition**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2,$$

En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2,$$

▪ **Vérification au cisaillement BAEL 91(Art A.5.1, 211)**

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

$$\overline{\tau_U} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{28.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.236\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.236\text{MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

▪ **Vérification de l'espacement des armatures**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Armatures transversales:**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le **BAEL91 (article 5.13.2)** on a deux types :

a) L'influence sur le béton

On vérifie que

$$V_{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.12 = 0.108$$

$$0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 0.108 \times 1 \times 25 = 0.7209\text{MN}$$

$$V_{\max} = 28.32\text{KN} \leq 720.9\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

b) Influence sur les armatures longitudinales

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 3.92 + 5.65 = 9.57\text{m}^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} \times 28.32 \times 10^{-3} = 0.81\text{cm}^2$

$$A_l = 9.57\text{cm}^2 \geq 0.96\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

B. Vérification de la section à l'ELS

$$q_v = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 7.52 \text{ KN/m}^2$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.15 : Sollicitation à ELS

	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _A = M _B ^{max} (KN.m)	Vu (KN)
ELS	18.97	16.34	16.91	14.38	6.77	21.73

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

Les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Équilibre des forces → Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.16 : Etat limite de compression du béton

	M_{ser} (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-5} (m^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	14.38	0.0374148	7.5261	7.15	15	
En appui	6.77	0.0321433	5.6457	3.85	15	

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0378 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)} \quad \text{(BAEL.91)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74$$

$$u_x = 0.0696$$

$$u_y = 0.6315$$

$$y = 5.5 \text{ cm}$$

$$I = 2042 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

- Evaluation des moments en travée

q_{jvser} La charge permanente qui revient à la volée sans la charge de revêtement.

q_{jpser} La charge permanente qui revient au palier sans la charge de revêtement.

q_{gvser} La charge permanente qui revient à la volée

q_{gpser} La charge permanente qui revient au palier

q_{pvser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation de volée.

q_{ppvser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation de palier.

	Volée	Palier
$q_{jser} \text{ (KN/ml)}$	4.15	3.15
$q_{gser} \text{ (KN/ml)}$	8.14	5.02
$q_{pser} \text{ (KN/ml)}$	10.64	7.52

$$M_{serj} = 0.85 \times M_0^{\max}$$

$$M_{serg} = 0.85 \times M_0^{\max}$$

$$M_{serp} = 0.85 \times M_0^{\max}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}}$$

Tableau III.17 : Calcul de la flèche.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$I_{f_j} \times 10^{-4} (m^4)$	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
4.15	5.68	14.91	93.54	0.0483	0.160
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I_{f_g} \times 10^{-4} (m^4)$	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
8.14	10.75	7.45	176.48	0.323	0.608
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I_{f_p} \times 10^{-4} (m^4)$	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
10.64	14.37	6.15	236.63	0.439	0.986
q_g (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I_{f_{gv}} \times 10^{-4} (m^4)$	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
8.14	10.75	10.20	----	----	1.179

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 1.397 < f_{adm} = 7.4 \dots\dots \text{vérifie}$$

▪ Le schéma :

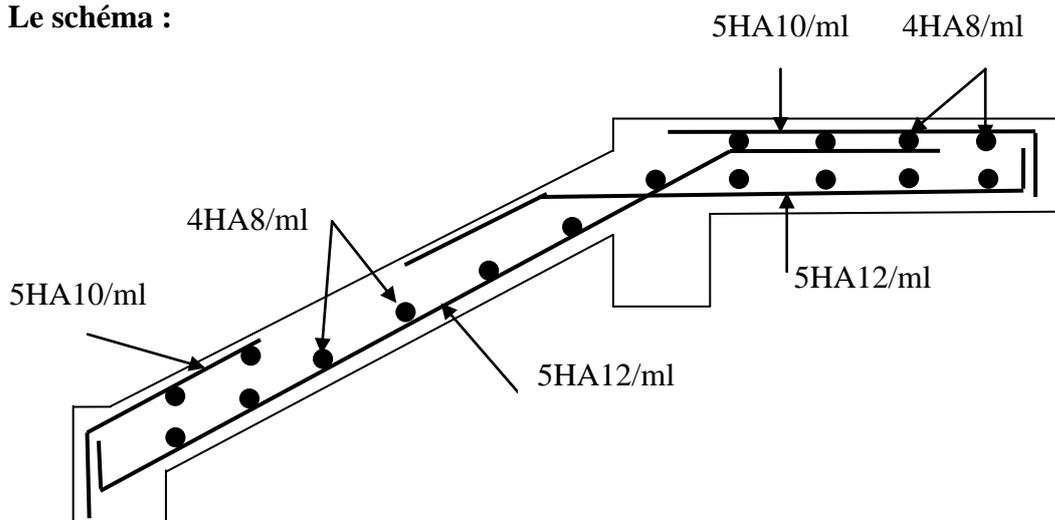


Fig.III.13 : schéma de ferrailage d'escalier principal

III.3.2.1. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

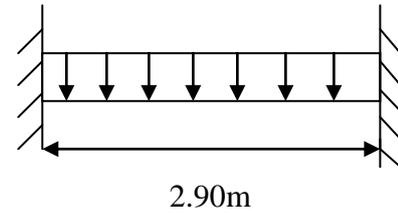


Figure III.14 : schéma de la poutre palière.

▪ **Pré dimensionnement**

➤ **Condition de la flèche**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm < h < 29cm$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

➤ **Selon le RPA99 (version 2003 article 9.3.3)**

Le RPA exige :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On adopte :

$$\begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

➤ **Les conditions du RPA2003**

Zone II :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30cm \\ h = 35cm \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{cases}$$

Donc c'est vérifiée pour $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)$

▪ **Evaluation des sollicitations**

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encadrée à ses deux extrémités. La poutre reprend son poids propre, le poids du palier et celui de la volée

A- Poids propre de la poutre : $g = 0.30 \cdot 0.35 \cdot 25 = 2.625 \text{ KN/m}^2$

B- Poids de la volée : $G_v = 8.14 \text{ KN/m}^2$

C- Poids du palier : $G_p = 5.02 \text{ KN/m}^2$

▪ **Calcul de la poutre palière à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN / m}$$

g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2.91 \times 1.53 = 4.45 \text{ KN / ml}$$

▪ **Les sollicitations de la poutre palière**

Tab.III.18 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 20.75 \text{ KN}$	$R_B = 16.34 \text{ KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 30.30 \text{ KN/m}$	$P_s = 23.41 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 31.85 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 24.61 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85M_0 = 27.07 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85M_0 = 20.92 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.4M_0 = 12.72 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.4M_0 = -9.84 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 43.94 \text{ KN}$	$V_u = \frac{P_s \times L}{2} = 33.95 \text{ KN}$

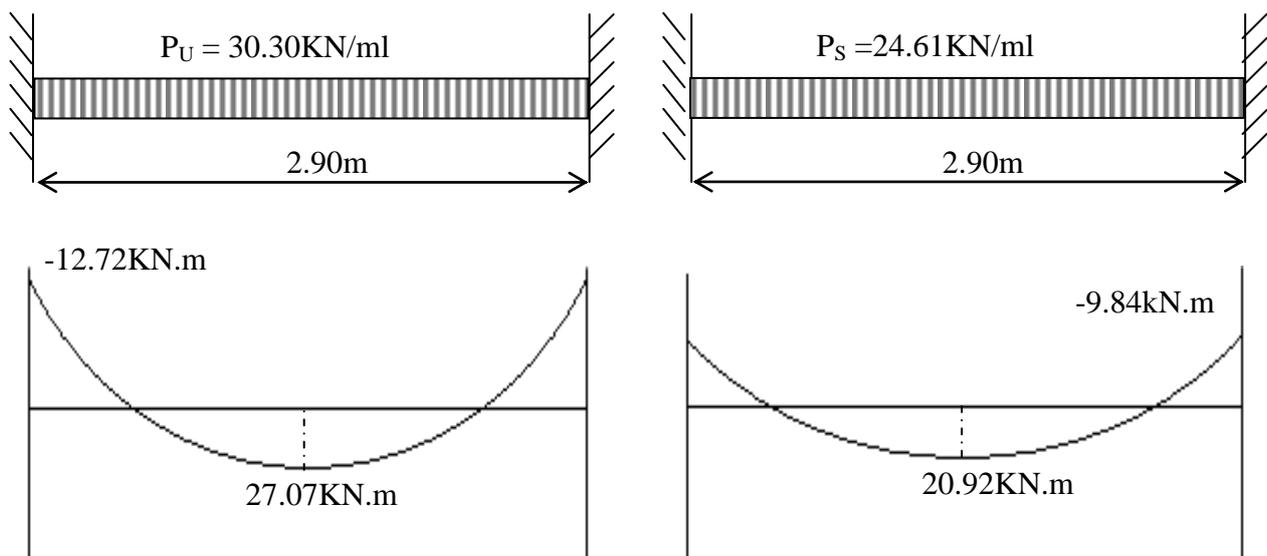


Figure III.15 : Diagramme des moments de la poutre palière.

- **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

Tab.III.19:ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (cm)$	$A_{flexion}^{CAL} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	27.07	0.0585	0.0754	32.00	2.43	5.25
En appuis	-12.72	0.0275	0.0349	32.53	1.126	5.25

➤ **Exigence du RPA (Art7.5.2.1)**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25cm^2$$

On ferraille donc avec le $A_{min} = 5.25cm^2$ dans toute la section soit :

$$A_t = A_a = 5HA12 = 5.65cm^2$$

A. Vérification à l'ELU

- **l'effort tranchant**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 43.94KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.44MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(43.94 \times 10^{-3} - \frac{27.07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.36cm^2 \dots \text{Vérifier .}$$

- **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 29.7cm \quad \text{On opte : } S_t = 20cm \text{ en travée et en appui.}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.40 \times b \times S_t}{f_e} \geq \frac{0.40 \times 300 \times 200}{400} = 0.60cm^2$$

- **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M^a = 12.72KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

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

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.10 \text{ m}$$

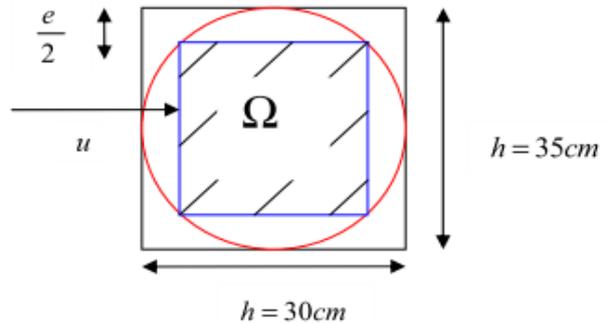


Figure III.16 : Section considérée dans le calcul de la torsion

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.72 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} = 2.68 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures finale**

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.43 + \frac{2.68}{2} \Rightarrow A^t = 3.77 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min}

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.126 + \frac{2.68}{2} \Rightarrow A^a = 2.466 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

- **Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \ b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

On ferraille avec A_{min}

$$A^t = A^a = 5.25 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14+2HA12 = 6.87 cm² en travée ainsi que en appui

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$

On a :

$$V_{max} = 43.94 \text{ KN} ; \tau_{flexion} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.72 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.696 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

▪ **Calcul des armatures transversales a la torsion**

On fixe l'espaceur comme suit :

En travée et en appuis

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.72 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature transversal total à prendre en travée et en appuis est :

D'ou $A_t = 0.60 + 0.56 = 1.16 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

▪ **Section d'armatures finale**

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Section d'armatures

Ferrailage (cm ²)	Flexion simple		Torsion	A_{tot}		A_{dopte}
	En Travée	En Appui		En travée	En appui	$A_t = A_{app}$
Armatures Longitudinales	5.25	5.25	2.68	$5.25 + 2.68/2 =$ 6.59	6.59	$3 \text{ HA}14 + 3 \text{ HA}12 = 8.01$
Armatures Transversales	0.60		0.56	0.6 + 0.56 = 1.16		$4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre $\emptyset 8$, épingle $\emptyset 8$; St=20cm)

B. Vérification à ELS

▪ **Vérification de la contrainte de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

On vérifie :

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

En appuis

$M_a = -9.84 \text{ KN.m}$; $y = 12.73 \text{ cm}$; $I = 69996 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{69996 \times 10^{-8}} \times 12.73 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

En travée :

$M_t = 20.92$; $y = 12.73 \text{ cm}$; $I = 69996 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.92 \times 10^{-3}}{69996 \times 10^{-8}} \times 12.73 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de béton

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(m)	I (cm ⁴)	A(cm ²)	$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	20.92	0.1273	69996	8.01	3.80	15	Vérifiée
Appui	9.84	0.1273	69996	8.01	1.79	15	Vérifiée

▪ **Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.121 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.121 > 0.085;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.00809 < 0.0105 \text{ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

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

▪ Schéma de ferrailage de la poutre palière

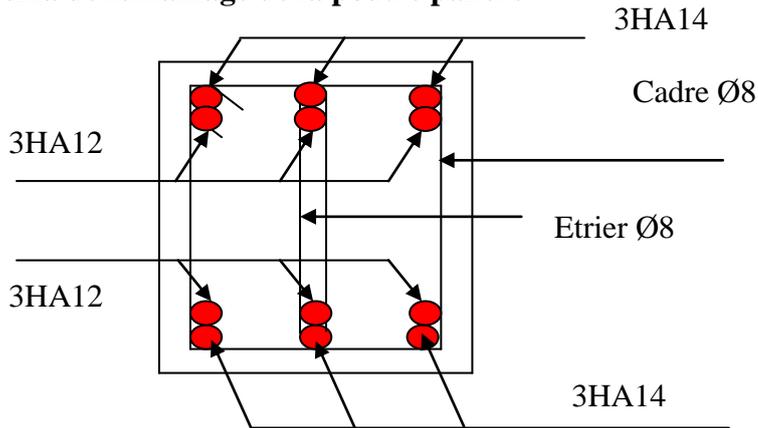


Figure III.17 : Ferrailage de la poutre palière.

III.3.3. Escalier d'entrée

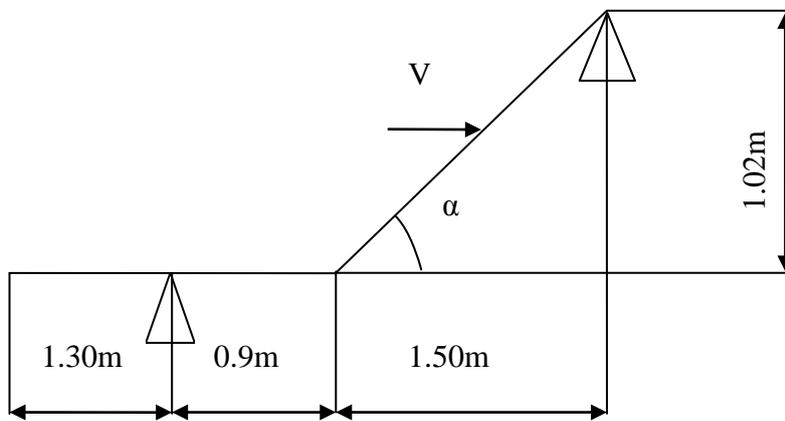


Figure III.18 : schéma statique de l'escalier d'entrée

▪ Evaluation des charges

$$q_{uv1} = 14.04 \text{KN/ml}$$

$$q_{sv1} = 10.12 \text{KN/ml}$$

$$q_{up} = 9.85 \text{KN/ml}$$

$$q_{sp} = 7.02 \text{KN/ml}$$

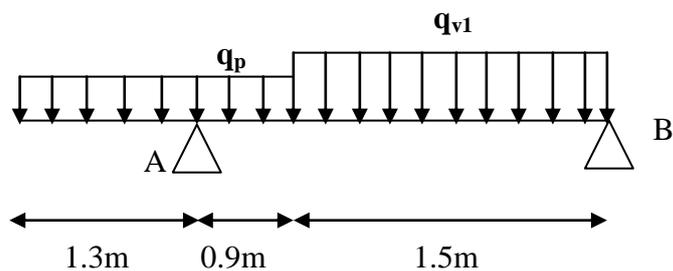


Figure III.19 : schéma statique de l'escalier d'entrée

▪ Evaluation des sollicitations

Le calcul se fait de la même manière que le type 1

$$M_0 = M^{\max} = 10.11 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 10.11 = 7.58 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = 0.5 \times 10.11 = -5.06 \text{KN.m}$$

$V_u = 17.56 \text{KN}$

▪ **Le ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : ferrailage de l'escalier étage courant

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	7.58	0.0317	0.040	0.128	1.70	4HA10 = 3.14
En appui	5.06	0.0211	0.027	0.129	1.13	4HA10 =3.14

Vérification à l'ELU :

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

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1.57 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

On a : $A = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1.57 \text{cm}^2 / \text{ml}$ } Condition vérifiée.
 $A = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1.57 \text{cm}^2 / \text{ml}$

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

$\overline{\tau_U} = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$

$\tau_U = \frac{17.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.135 \text{MPa}$

$\tau_U = 0.135 \text{MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

▪ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2 / \text{m}$, on choisit : 4Φ8 = 2.01 cm²/m

En appui : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2 / \text{m}$, on choisit : 4Φ8 = 2.01 cm²/m

▪ **Ecartement des barres :**

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

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

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

$$A_t \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 3.14 + 3.14 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 17.56 \times 10^{-3}}{400} = 0.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée}$$

A. Vérification à l'ELS :

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

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_t = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -2.92 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.23: Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	6.20	0.0306	5.6087.10 ⁻⁵	3.38	15
Appuis	-2.92	0,0251	3.8448.10 ⁻⁵	1.91	15

Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.0625 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)} \quad \text{(BAEL.91)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.0625 < 0.085 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

$$y = 0.030 \text{ cm}, I = 5608.74 \text{ cm}^4, I_0 = 2955.41 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Tableau III.24 : Calcul de la flèche.

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{f_j} (m ⁴)	σ _j (MPa)	μ _j	f _{ji} (mm)
3.63	2.11	0.0020907	32.01	0.00	0.0179
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{f_g} (m ⁴)	σ _g (MPa)	μ _g	f _{gi} (mm)
7.62	4.15	0.0020907	62.75	0.00	0.0352
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_p} (m ⁴)	σ _p (MPa)	μ _p	f _{pi} (mm)
10.12	5.67	0.0020907	85.85	0.00	0.0481
q _g (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_{gv}} (m ⁴)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	f _{gv} (mm)
7.62	4.11	0.0020907	----	----	0.106

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.101 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74$$

Donc la flèche est vérifiée

▪ Schéma de ferrailage

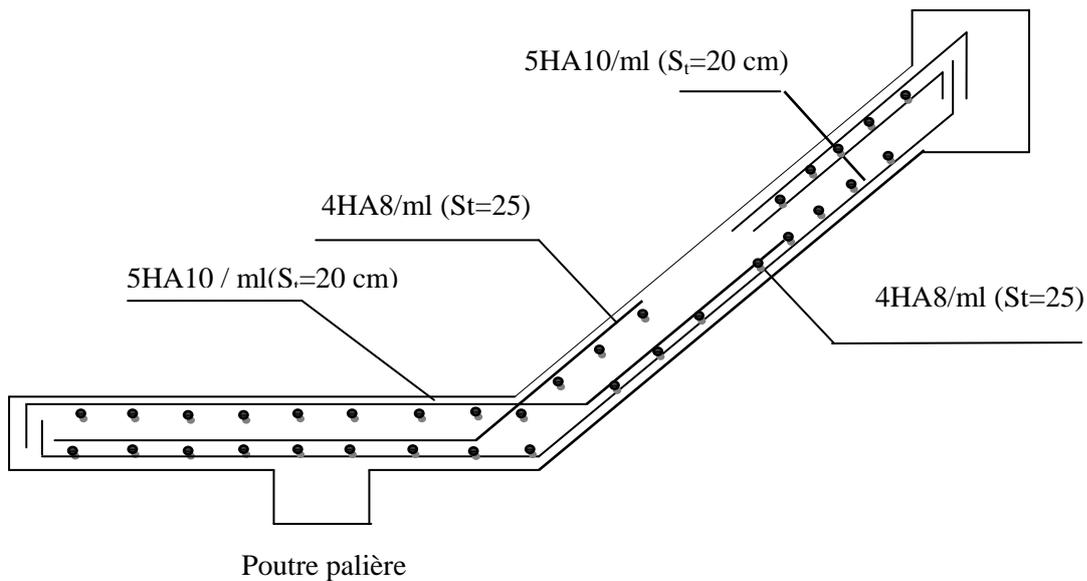


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'entrée

III.4. Etude de l'acrotère

III.4. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

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

III.4.2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

En va faire l'étude pour l'acrotère la plus défavorable :

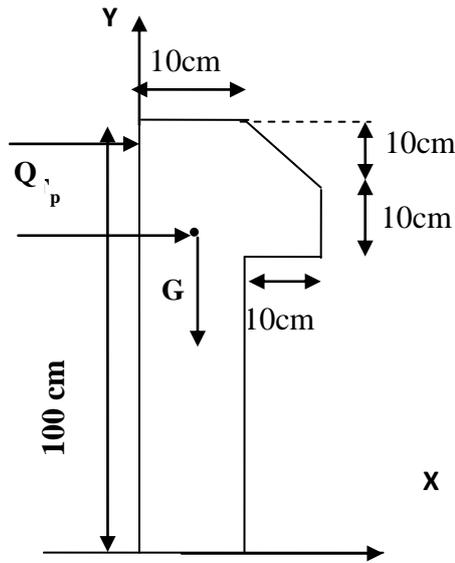


Figure III.21 : coupe transversale.

▪ Evaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Tableau III. 25 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.115	2.875	0.02 * 20 = 0.4	3.275	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99).

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone II_a (Bejaia).

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 3.275 \text{ KN/ml}$$

Donc:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.275$$

$$F_p = 1.572$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

a) **Calcul du centre de pression :**

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_C = \frac{(100 \times 10) \times (\frac{10}{2}) + (10 \times 10) \times (10 + \frac{10}{2}) + (10 \times 10) \times \frac{1}{2} \times (10 + \frac{10}{2})}{(100 \times 10) + (10 \times 10) + (10 \times 10 \times \frac{1}{2})} = 6.23cm$$

$$y_C = \frac{(100 \times 10) \times (50) + (10 \times 10) \times (92.5) + (10 \times 10) \times \frac{1}{2} \times (96.67)}{(100 \times 10) + (10 \times 10) + (10 \times 10 \times \frac{1}{2})} = 55.72cm$$

b) **Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 3.275KN / ml \Rightarrow M_G = 0 KN.m$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1KN.m.$$

$$F_p = 1.572KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1.572 \times 0.5572 \Rightarrow M_{F_p} = 0.88KN.m.$$

Tableau.III.26 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	3.275+0+0= 3.275	1,35 x 3.275+1,5x 0 = 4.42	3.275+0= 3.275
M (KN.m)	0+1+0.88= 1.88	1,35 x 0+1,5x 1 = 1.5	0+1= 1.00

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{4.42} = 0.339m \\ \frac{H}{6} &= \frac{1}{6} = 0.17m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.339 + 0.02 = 0.359m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \cdot \text{BAEL91. (Article A.4.3.5)[1]}$$

Tel que :

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.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

l_f : Longueur de flambement ;

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

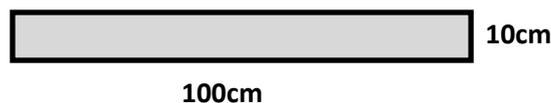


Figure. III.22. Section à ferrailer.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1)^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0.1} = 2.4 \text{ cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 35.9 + 2.4 = 38.3 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 4.42 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 4.42 \times 0.383 = 1.69 \text{ KN.m}$$

▪ Ferrailage

A. A L'ELU

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

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

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.69 + 4.42 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

$$d'où : A_s' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.80 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.655 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 (1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

▪ **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.572 + 1 = 2.572 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.572 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,032\text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillementCondition vérifiée.

▪ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{2.572 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.04 \times 10^{-2}} = 0.36\text{Mpa}$$

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

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

B. A l'ELS : (vérification des contraintes).

$d = 0.13 \text{ m} ; N_{ser} = 3.275 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 1.00 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6$ pour les HR

On doit vérifier que $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

▪ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240\text{Mpa}$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que :

e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.275} = 0,31m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,31 = -0,26m = -26cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$\Rightarrow P = -3 \times 0,26^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - 0,26) = -0,21 m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0,26^3 - 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - 0,26)^2 = -0,036 m^3$$

$$y_c^3 - 0,24 y_c - 0,04 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow 0,26 \leq y_c \leq -0,36$$

$$y_c = 0,31m$$

$$y = 0,31 - 0,26 = 0,05m$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,05) = -0,116 \times 10^{-5} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1 \times 10^{-3} \times 0,05}{0,116 \times 10^{-5}} = 43,10 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu t} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.99 \times 10^{-3}}{0.116 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.0) = 77.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Schéma de ferrailage :**

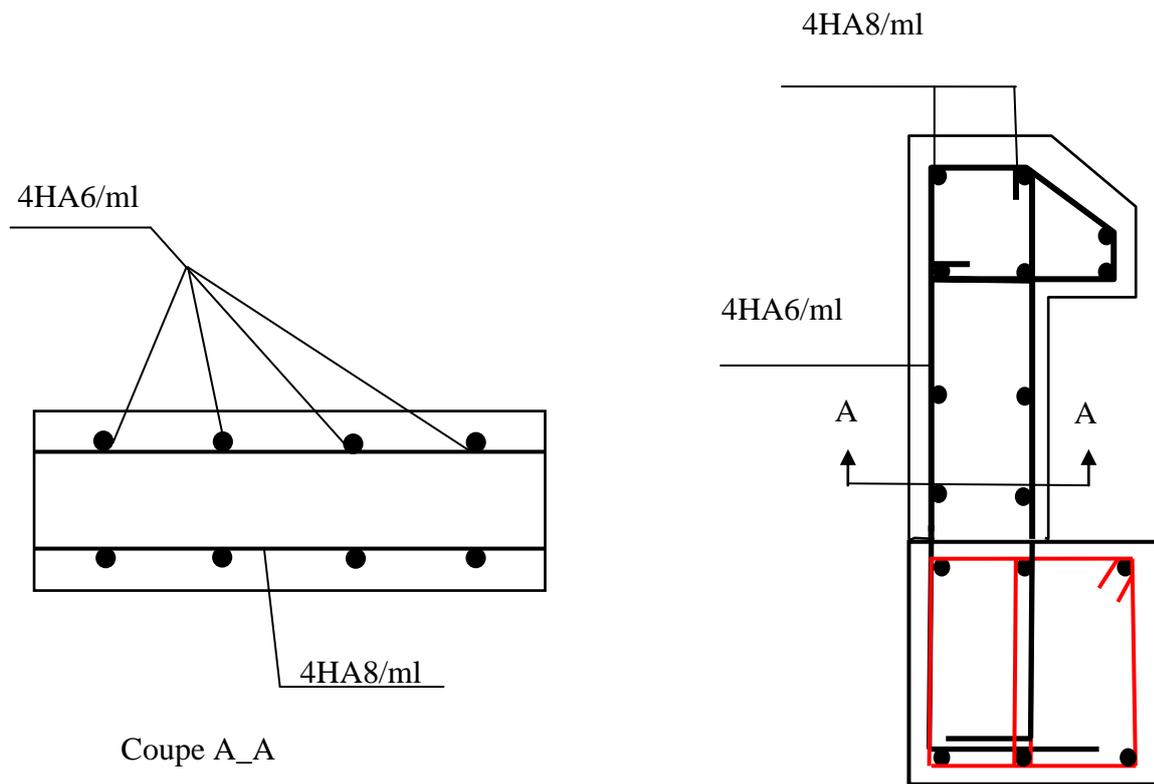


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Étude de l'ascenseur :

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

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (**Annexe II**)

La course maximale = 27.54m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 210) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{ cm}$

$$TS = L = 210 \text{ cm}$$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

III.5.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines :

III.5.1.1. Dimensionnement

On a une dalle sur 4 appuis

Avec : $L_x = 1.20 \text{ m}$ et $L_y = 1.20 \text{ m}$

1) $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ condition de résistance.

2) $e \geq 1 \text{ cm}$ condition de coupe-feu (2 heures).

La condition de coupe-feu est la prédominante et puisque la dalle du local des machines est destinée à reprendre des charges importantes : on prend $e = 15 \text{ cm}$

▪ Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

Poids propre de la dalle et des revêtements :

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$$G_1 = \gamma_b \times e = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = \gamma_r \times e_r = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de revêtement.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN} / \text{m}^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.2 \times 1.2} = 70.83 \text{ KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 75.68 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

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

III.5.1.2. Cas d'une charge répartie

▪ Calcul des sollicitations

A. A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 75.68 + 1.5 \times 1 = 103.67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 75.68 + 1 = 76.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.49 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des moments réels

En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.67 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.67 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = 0.3 \times M_0^x = 1.65 \text{ KNm}$$

▪ Ferrailage :

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.5 \right) = 12.9 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e \right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 1.5 \right) = 11.7 \text{ cm}$$

En adopte $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 12 \text{ cm}$.

En travée

// À l_x :

$$\mu_{bu} = 0.0195, \quad \alpha = 0.02466, \quad z = 0.129 \text{ m}, \quad A_t^x = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

// À l_y :

$$\mu_{bu} = 0.0195, \quad \alpha = 0.02466, \quad z = 0.129m, \quad A_t^y = 1.04cm^2 / ml.$$

En appui

$$\mu_{bu} = 0.006, \quad \alpha = 0.009, \quad z = 0.129m, \quad A_a = 0.37cm^2 / ml.$$

❖ **Vérification à l'ELU**

▪ **Conditions de non fragilité**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e = 15cm, \quad b = 100cm, \quad \rho = 1.00$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.2cm^2 / ml > A_{ical}^x \\ A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml > A_{ical}^y \end{cases} \quad \text{on ferraille Avec: } A_{min}^x \text{ et } A_{min}^y$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.2cm^2 > 0.3cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée.$

▪ **Choix des armatures**

En travée

Sens x-x: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

En appui:

$$A_a = 4T10 = 3.14cm^2$$

▪ **Calcul des espacements**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$\rho = 1.00 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 41.47 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 41.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

B. Vérification à l'ELS :

▪ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 76.68 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \mu_x = 0.0441 \text{ (Annexe 1)} \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x: } M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4.87 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y: } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.87 \text{ KNm}$$

a) Moment en travées :

$$\text{Sens x-x: } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.14 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y: } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.14 \text{ KNm}$$

b) Moment en appuis :

$$\text{c) } M_a^x = M_a^y$$

$$\text{d) } M_a = 0.3 \times M_0^x = 1.46 \text{ KNm}$$

▪ Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \text{ avec } A' = 0.$$

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

Tab III.27: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴) 10 ⁻⁵	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	Xx	4.14	3.14	0,03059	5.6087	2.258	15	vérifiée
	Yy	4.14	3.14	0,03059	5.6087	2.258	15	vérifiée
Appui		1.46	3.14	0,03059	5.6087	0.797	15	vérifiée

III.5.1.3. Cas d'une charge concentrée :

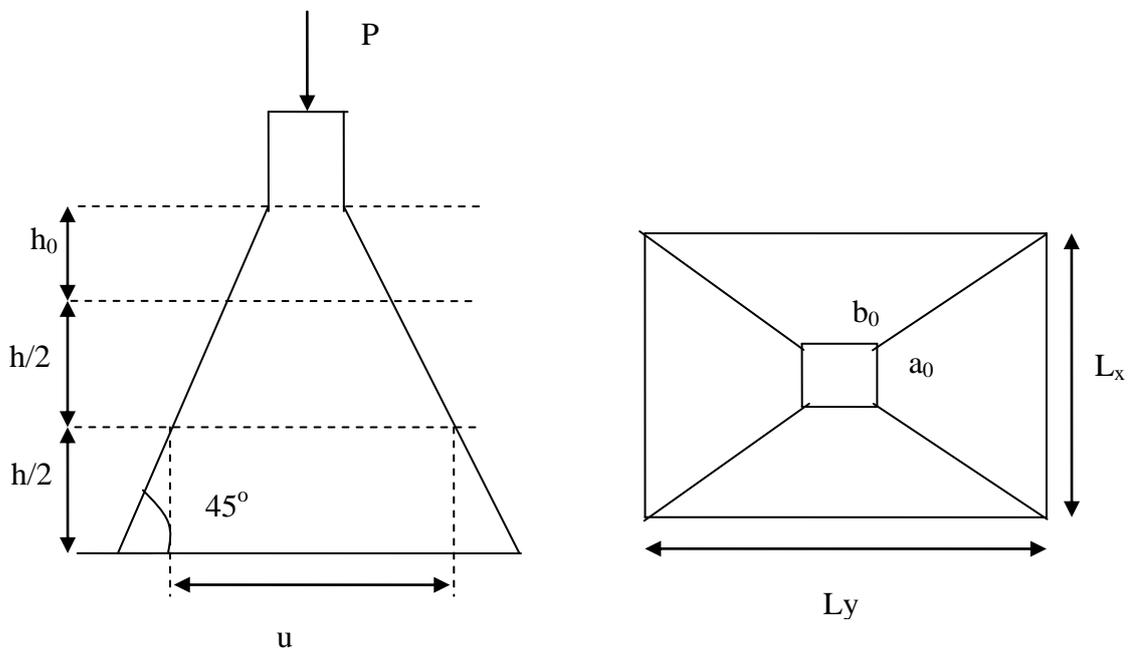


Figure III.24 :L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

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

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

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}. \end{cases}$$

A. A l'ELU

▪ Calcul des sollicitations

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

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.875$. et $\rho = 1.00$

M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.875$ et $\rho = 1.00$

En se référant à l'annexe 3 on trouve $M_1 = 0.0475$ et $M_2 = 0.0365$

▪ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \\ P_u = 139.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.62 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 5.09 \text{ KNm} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.51 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.51 \text{ KNm}$$

▪ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.13 \text{KNm} \Rightarrow M_t = 0.85M_x = 6.06 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.6 \text{KNm} \Rightarrow M_t = 0.85M_y = 4.76 \text{KNm} \\ M_a = 0.3M_x = 2.14 \text{KNm} \end{cases}$$

▪ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant

$$d_x = 13 \text{cm} \text{ et } d_y = 12.2 \text{cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.28 : Tableau de ferraillage de la dalle de local des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens xx	6.06	2.14	1.36	0.47	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	4.76	2.14	1.06	0.47	4HA10=3.14	4HA10=3.14

▪ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\text{min}}^y = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

▪ **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 420 \text{cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{KN} \leq 658.95 \text{KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge concentrée :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } v > u \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u: V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 44.27 \text{ KN.} \\ \text{au milieu de } v: V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 44.27 \text{ KN.} \end{cases}$$

Donc :

$$V_{\max} = 44.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.284 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Diamètre maximum des barres :**

$$\phi_{\max} < \frac{e}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}, \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}, \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

B. Calcul à l'ELS

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

$$q_{\text{ser}} = 76.68 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 76.68 \times (0.0475 + 0.2 \times 0.0365) = 4.20 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 76.68 \times (0.0365 + 0.2 \times 0.0475) = 3.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$q_{\text{ser}} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.31 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.31 \text{ KNm}$$

▪ **La superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.20 + 0.31 = 4.51 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.53 + 0.31 = 3.84 \text{KNm.}$$

▪ **Vérifications des contraintes :**

a) **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times 4.51 = 3.83 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 3.84 = 3.26 \text{KNm}$$

b) **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 4.51 = 1.35 \text{KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Tab.III.29: Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴) 10 ⁻⁵	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	Xx	3.83	3.14	0,0305998	5.6087	0.209	15	c.vérifiée
	Yy	3.26	3.14	0,0305998	5.6087	1.78	15	c.vérifiée
Appui	/	1.35	3.14	0,0305998	5.6087	0.74	15	c.vérifiée

▪ **Vérification de la flèche**

$h = 15 \text{cm}$, $b = 100 \text{cm}$, $d = 13 \text{cm}$. $A = 3.14 \text{cm}^2$.

Sens x-x : $l_x = 120 \text{cm}$, $M_{tx} = 3.83 \text{KN.m}$, $M_{0x} = 4.51 \text{KN.m}$.

Sens y-y : $l_y = 120 \text{cm}$, $M_{ty} = 3.26 \text{KN.m}$, $M_{0y} = 3.84 \text{KN.m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiées.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

▪ **Schéma de ferrailage**

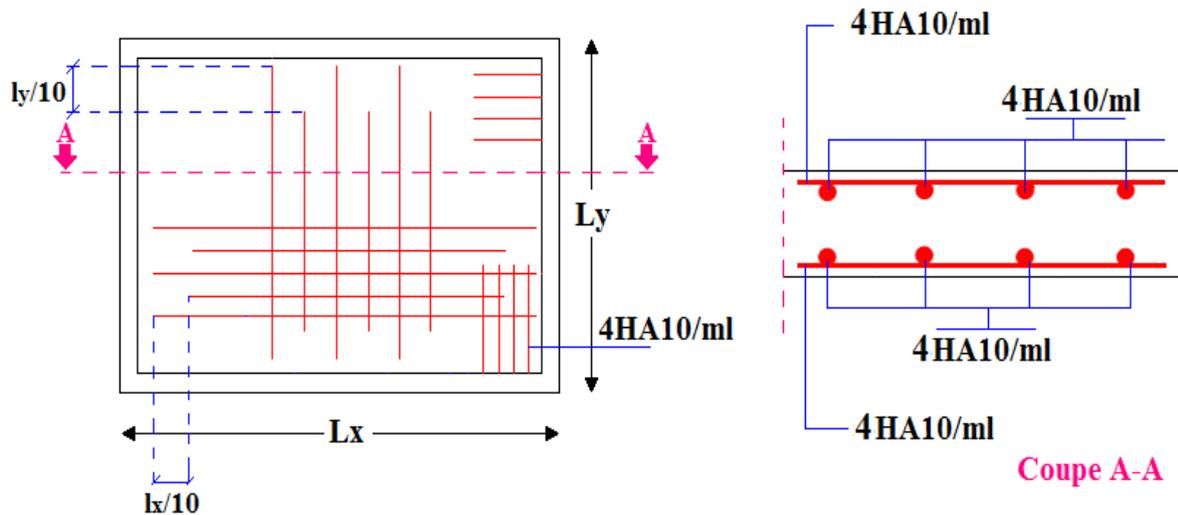


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle.

III.6. Etude des poutres de chaînages :

III.6.1.1. Définition

- **Le chaînage horizontal :** Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.7.1.2. Dimensionnement:

On a : $L_{max} = 4.67m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 31.13cm \leq h \leq 46.7cm \dots\dots\dots \text{Condition de flèche (Art 9.3.3)[2]}$$

Soit : $h_t = 35 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification** Condition de flèche (Art 9.3.3)[2]

$$h_t \geq 15cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$b \geq \frac{2h}{3} = 23.33cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

▪ **Calcul des sollicitations**

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.91 \times (3.06 - 0.35) \Rightarrow P_m = 7.87 \text{ KN/m}$.

$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.87) \Rightarrow P_u = 14.17 \text{KN/ml}$; $P_s = 7.87 + 2.625 = 10.50 \text{KN/ml}$

▪ **Calcul à l'E.L.U**

$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 14.90 \text{ KN m}$; $M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 11.18 \text{KN.m}$;

$M_a = -0.5 M_u = -7.45 \text{KN.m}$

▪ **Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.35 \Rightarrow d = 0.315 \text{m}$**

Tableau III.30: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
<i>En travée</i>	11.18	0.0242	0.0306	0.326	0.98	1.195	3HA12=3.39
<i>En appui</i>	7.45	0.0161	0.0203	0.327	0.66	1.195	3HA12=3.39

A. Vérifications à l'E.L.U

▪ **Effort tranchant**

$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 20.55 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.239 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$

▪ **Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$**

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

▪ **L'espace**

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5 \text{cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.239 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm}$

Le RPA99/ version 2003 exige un espace $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{cm}$.

B. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$M_S = 10.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_S = -5.52 \text{ KN.m}$$

Calcul de y :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A_t \times y - 15A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 9.02 \text{ cm}$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A_a \times y - 15A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 9.02 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 36579.5 \text{ cm}^4$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 36579.5 \text{ cm}^4$$

En travée: ($\sigma_{bc} = 2.04 \text{ MPa}$) < 15 MPa Vérifiée

En appuis: ($\sigma_{bc} = 1.36 \text{ MPa}$) < 15 MPa Vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.121 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.121 > 0.079;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 < 0.0105 \Rightarrow$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

▪ Schéma de ferrailage :

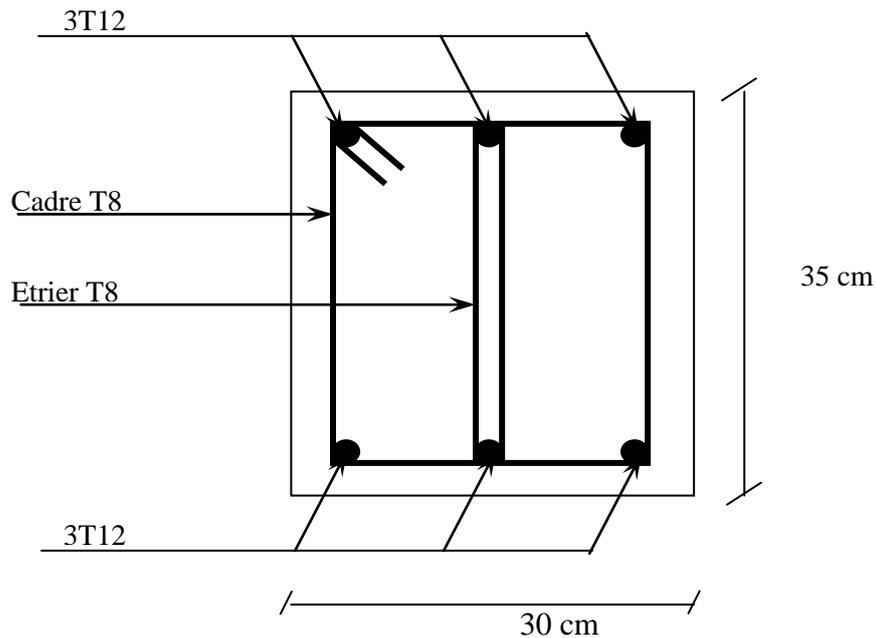


Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

CONCLUSION

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles.

Nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines

En dernier, nous avons calculé et ferrillé les chaînages.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

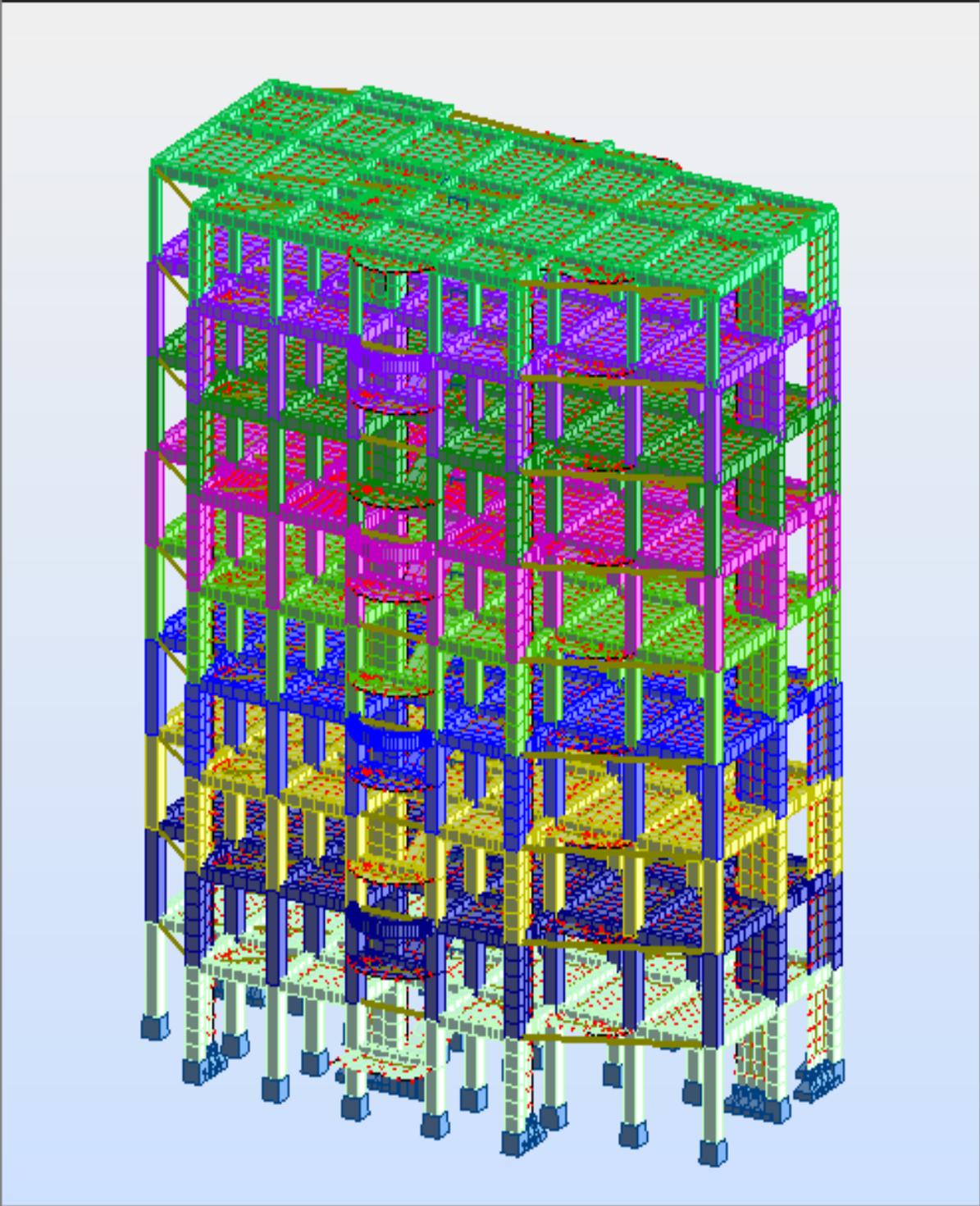


Figure IV.1: vue en 3D de la structure

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, génèrent des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts interne de réduction.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe. C'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini Par un modèle ayant un nombre de DDL fini, tout en respectant la précision des paramètre du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacement nodaux.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.1. Objectifs et exigences

Les exigences primordiales, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci s'ajoutent des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie qui sont non seulement des caractéristiques géométriques mais aussi mécaniques de la structure.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à L'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'ELS.

IV.2. Les méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies, car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99 Version2003 article 4.3.6).

IV.2.1 : Calcul de la force sismique totale à la base par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_i \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

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

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W_i : poids total de la structure.

a) Détermination des coefficients :

▪ Le coefficient A :

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé **IIa** selon le (RPA99 V2003), cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient **A** vaut donc : **A= 0.15** selon le tableau **4.1** (RPA99 V 2003).

▪ **Le facteur D:**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003).

$$\xi = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Selon le rapport de sol établi par le laboratoire SNC BOUNIA, le sol d'implantation de notre structure est classé : catégorie S3 (site meuble) :

Ce qui nous donne la période caractéristique : **T₂=0.5** (Tableau 4.7. RPA99V 2003)

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par la formule empirique du (RPA99 version 2003) suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times (h_N)^{\left(\frac{3}{4}\right)} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : **h_N = 27.54 m**

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le Tableau 4.6 du RPA99 Version 2003.

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

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé : **C_T = 0.05**

$$T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = \mathbf{0.60 \text{ s}}$$

D_x=22.70 m : étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

D_y= 11.20 m : étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{22.70}} = 0.52s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{11.20}} = 0.74s$$

$$T_{(xx)} = \text{Min} (T, T_x) = \text{Min} (0.6 , 0.52)s = 0.52 s$$

$$T_{(yy)} = \text{Min} (T, T_y) = \text{Min} (0.6 , 0.74)s = 0.60 s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.52} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.972$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.60} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.793$$

▪ **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 Version 2003)

Critère Q	Valeur Pqx		Valeur Pqy	
	O	N.O	O	N.O
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	
Total	0.00	0.15	0.00	0.15
Le facteur de qualité $Q = 1 + \sum P_q$		1.15		1.15

Tableau :IV.1.Valeurs des pénalités Pq

▪ **Coefficient R**

Le système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, **R=5** (Tableau 4.3 RPA99 version 2003).

▪ **Poids total de la structure (W)**

Calcul du poids total de la structure

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

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0.2$: bâtiment à usage d'habitation (Tableau 4.5 du RPA99 Version 2003).

Le poids total de la structure a été calculé par le logiciel ROBOT, la valeur trouvée est :

$W = 24294.4KN$ (1er disposition des voiles).

Donc :

$$\text{Sens (x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.15}{5} \times 24294.4 = 1651.168KN$$

$$\text{Sens (y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.15}{5} \times 24294.4 = 1500.30KN$$

IV.2.2 : Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique modale spectrale est une méthode qu'on peut utiliser dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non, et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

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

Les résultats suivants sont relevés directement de logiciel de calcul utilisé :

Type d'analyse :Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation : [X =1.000 ; Y = 0.000;Z = 0.000] et

Direction de l'excitation : [X = 0.000;Y = 1.000 ; Z = 0.000]

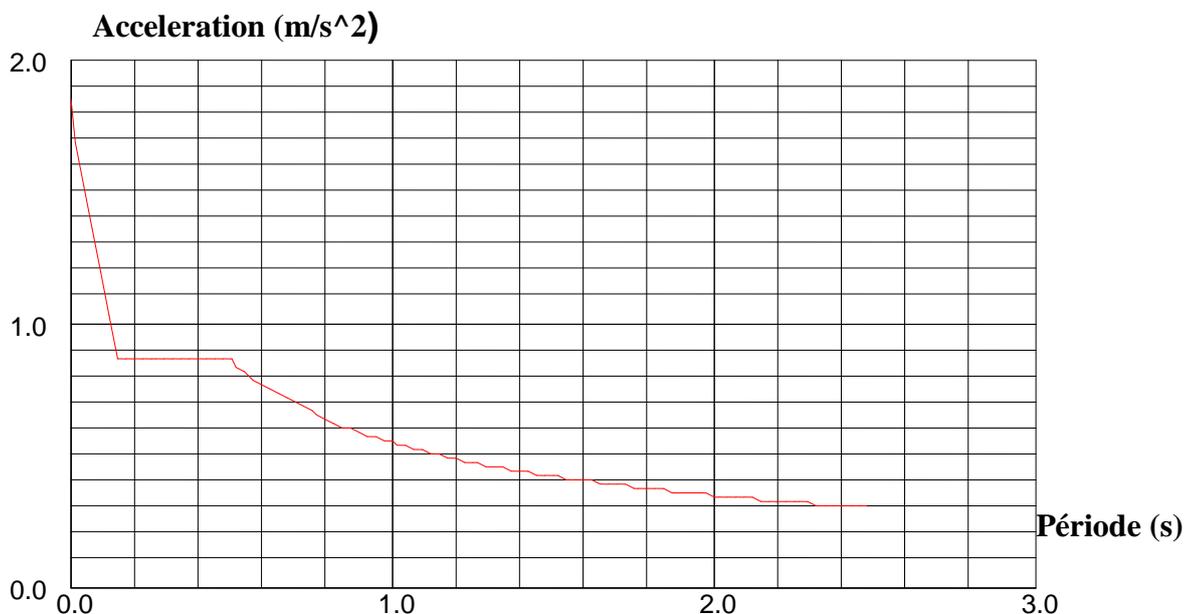


Figure IV.2. Spectre de réponse extrait de logiciel Robot

Données:

- Zone : IIa
- Usage : 2
- Assise : S3
- Coefficient de qualité : 1.150
- Coefficient de comportement : 5.000
- Amortissement : x = 8.50 %

Paramètres du spectre:

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.816$
- A = 0.150
- T₁ = 0.150
- T₂ = 0.500

IV.4.Vérification et Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.1.Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t 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 $V_{st.}$, nous avons : (La première disposition)

Tableau IV.2. : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1651.168	1320.934	1544.99	Vérifiée
Sens yy	1500.30	1200.24	1730.81	Vérifiée

IV.4.2. Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]
1	0,66	44,16	3,2	44,16	3,2	2429,44
2	0,65	50,66	68,3	6,5	65,1	2429,44
3	0,57	73,39	71,63	22,73	3,33	2429,44
4	0,21	84,2	71,63	10,81	0	2429,44
5	0,21	84,29	85,11	0,08	13,48	2429,44
6	0,18	86,37	85,85	2,09	0,74	2429,44
7	0,11	91,34	85,92	4,97	0,06	2429,44
8	0,11	91,36	91	0,02	5,09	2429,44
9	0,09	91,57	91,22	0,21	0,22	2429,44
10	0,07	94,37	91,27	2,79	0,04	2429,44

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la (figure IV.4). La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y (figure IV.5), et le troisième mode est une rotation autour de Z (figure IV.6).

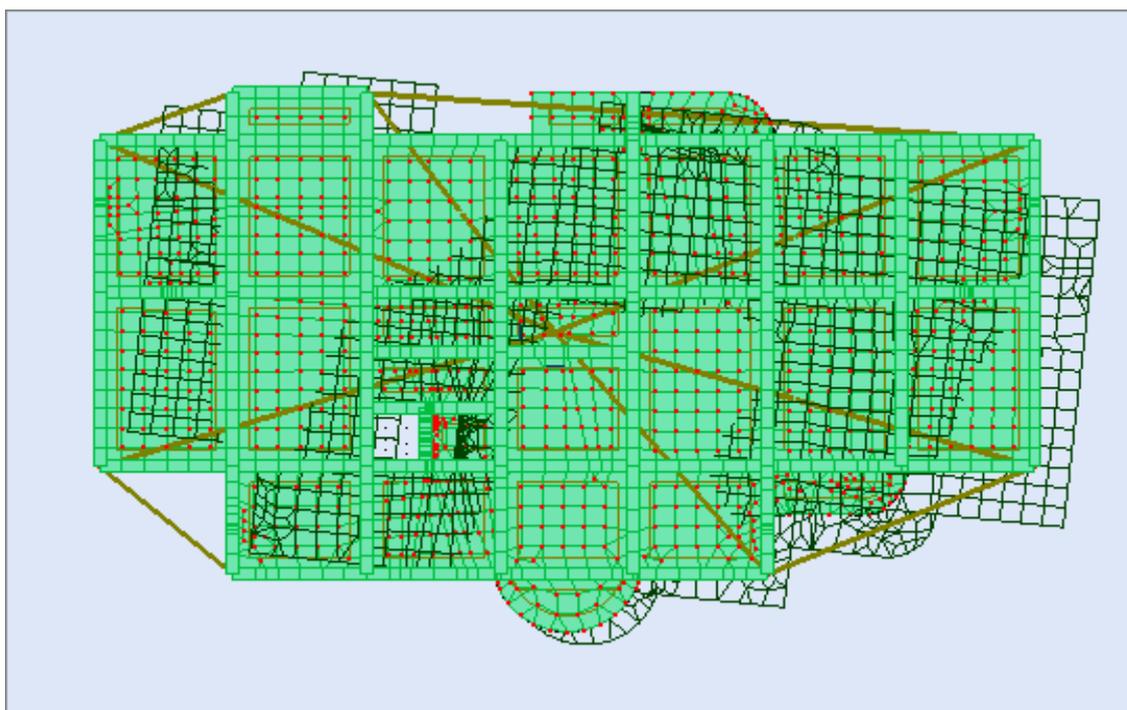
On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.52 = 0.67s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.60 = 0.78s$$

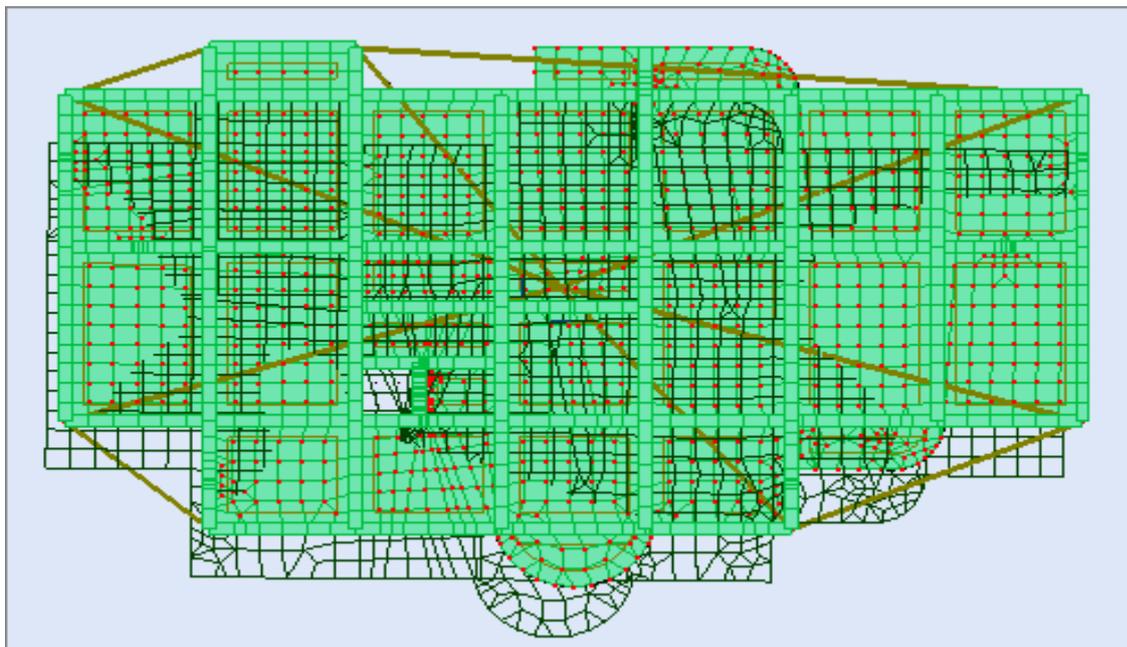
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.66s) : translation suivant x-x'**



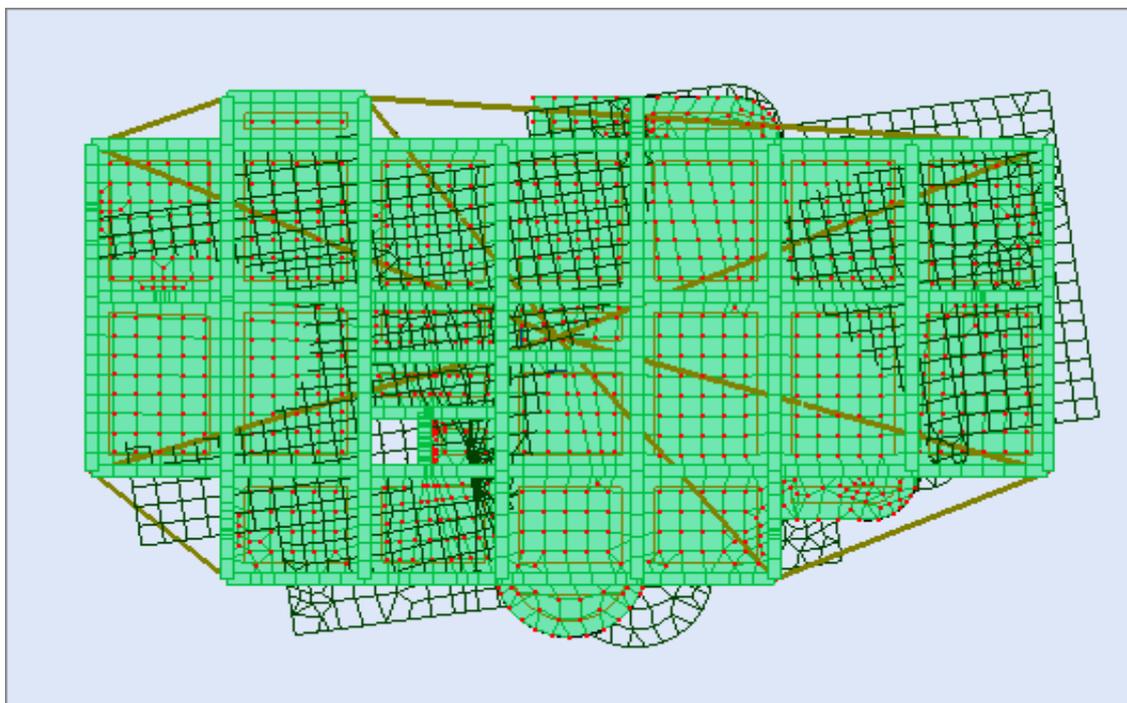
-Figure IV.4-

- **2^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.65s) : translation suivant y-y'**



-Figure IV.5-

- **3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.57s) : rotation suivant z-z'**



-Figure IV.6-

IV.4.3: Justification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise		Charge totale P+V(KN)	Pourcentage repris	
	Portiques(KN)	Voiles(KN)		Portiques (%)	Voile (%)
RDC	-21244,26	-5286,82	-26531,08	80,0731	19,9268
1 ^{er} Etage	-18731,07	-4518,36	-23249,43	80,5657	19,4342
2 ^{ème} étage	-16259,48	-3963,33	-20222,81	80,4016	19,5983
3 ^{ème} étage	-13832,72	-3378,27	-17210,99	80,3714	19,6285
4 ^{ème} étage	-12944,46	-3175,675	-16120,135	80,2999	19,70005
5 ^{ème} étage	-9557,93	-2373,63	-11931,56	80,1062	19,8937
6 ^{ème} étage	-7620,7	-1838,67	-9459,37	80,5624	19,4375
7 ^{ème} étage	-4695,86	-1168,34	-5864,2	80,0767	19,9232
8 ^{ème} étage	-2355,03	-565,88	-2920,92	80,6263	19,3733

Tableau IV.4 :Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5 :Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens XX.

Niveaux	Charge reprise		Charge totale	Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles		P+V	Portiques (%)
RDC	684,86	536,38	1221,25	56,078608	43,9205732
1 ^{er} Etage	606,59	586,66	1193,24	50,8355402	49,1652978
2 ^{ème} étage	647,33	486,48	1133,81	57,0933402	42,9066598
3 ^{ème} étage	658,73	393,21	1051,95	62,6198964	37,379153
4 ^{ème} étage	541,44	402,46	943,9	57,3620087	42,6379913
5 ^{ème} étage	529,94	284,85	814,8	65,0392734	34,9594993
6 ^{ème} étage	379	283,9	662,9	57,1730276	42,8269724
7 ^{ème} étage	362,11	126,97	489,08	74,039012	25,960988
8 ^{ème} étage	167,51	127,47	294,99	56,7849758	43,2116343

Tableau IV.6 :Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans le sens YY.

Niveaux	Charge reprise		Charge totale	Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles		P+V	Portiques (%)
RDC	671,32	611,69	1283,00	52,3242401	47,6765394
1 ^{er} Etage	588,56	670,98	1259,54	46,7281706	53,2718294
2 ^{ème} étage	615,34	584,81	1200,15	51,2719243	48,7280757
3 ^{ème} étage	635,58	478,36	1113,93	57,0574453	42,9434525
4 ^{ème} étage	519,3	486,22	1005,52	51,64492	48,35508
5 ^{ème} étage	519,98	351,4	871,37	59,6738469	40,3273007
6 ^{ème} étage	370,09	340,53	710,61	52,0806068	47,9208004
7 ^{ème} étage	362,28	167,39	529,67	68,397304	31,602696
8 ^{ème} étage	170,83	144,88	315,71	54,1097843	45,8902157

D'après les deux tableaux ci-dessus on constate que les voiles et les portique reprennent conjointement les charges horizontales et verticales.

IV.4.4 : Vérification de l'effort normal réduit

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} < 0,3 \quad \text{RPA99 version 2003(Art: 7.1.3.3)} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire transversale (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton (25Mpa)

Tableau IV.7 : vérification de l'effort normale réduit de compression

Etage	Section des poteaux	A(m ²)	F _{c28} (Kpa)	N(KN)	ν	Remarque
RDC,1,2 et 3 ^{eme}	(50*50)	0.25	25000	1288.86	0.206	vérifiée
4 et 5 ^{eme}	(45*45)	0.20	25000	593.58	0.118	vérifiée
6 et 7 ^{eme}	(40*40)	0.16	25000	347.07	0.086	vérifiée
8 ^{eme}	(30*30)	0.09	25000	132.20	0.058	vérifiée

Remarque :

Il est à noter que les sections des poteaux ainsi que les poutres ont été redimensionnée pour tous les niveaux, afin de satisfaire la vérification de l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

IV.4.5 :Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C'est à dire $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

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

Niveaux	Sens x x					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$1\%*h_e$ (cm)
RDC	0,06	0,3	0,0	0,3	306	3,06
Etage 1	0,16	0,8	0,3	0,5	306	3,06
Etage 2	0,30	1,5	0,8	0,6	306	3,06
Etage 3	0,42	2,1	1,5	0,6	306	3,06
Etage 4	0,54	2,7	2,1	0,7	306	3,06
Etage 5	0,66	3,3	2,7	0,6	306	3,06
Etage 6	0,78	3,9	3,3	0,6	306	3,06
Etage 7	0,86	4,3	3,9	0,5	306	3,06
Etage 8	0,96	4,8	4,3	0,5	306	3,06

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

Niveaux	Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$1\%*h_e$ (cm)
RDC	0,06	0,3	0,0	0,3	306	3,06
Etage 1	0,18	0,9	0,3	0,6	306	3,06
Etage 2	0,32	1,6	0,9	0,7	306	3,06
Etage 3	0,46	2,3	1,6	0,7	306	3,06
Etage 4	0,62	3,1	2,3	0,7	306	3,06
Etage 5	0,76	3,8	3,1	0,7	306	3,06
Etage 6	0,90	4,5	3,8	0,7	306	3,06
Etage 7	1,02	5,1	4,5	0,6	306	3,06
Etage 8	1,14	5,7	5,1	0,6	306	3,06

D'après les deux tableaux ci-dessus on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA99/version 2003(Art 5.9)

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- 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 $\frac{1}{1-\theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
3,06	306	26531,08	0,3	1221,25	0,0212
6,12	306	23249,43	0,6	1193,24	0,038
9,18	306	20222,81	0,7	1133,81	0,0408
12,24	306	17210,99	0,7	1051,95	0,0374
15,30	306	16120,135	0,7	943,9	0,039
18,36	306	11931,56	0,7	814,8	0,0334
21,42	306	9459,37	0,7	662,9	0,0326
24,48	306	5864,2	0,6	489,08	0,0235
27,54	306	2920,92	0,6	294,99	0,0194

Tableau IV.11 :Vérification de L'effet P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
3,06	306	26531,08	0,3	1283,00	0,020
6,12	306	23249,43	0,5	1259,54	0,0302
9,18	306	20222,81	0,6	1200,15	0,033
12,24	306	17210,99	0,6	1113,93	0,0303
15,30	306	16120,135	0,7	1005,52	0,0366
18,36	306	11931,56	0,6	871,37	0,0268
21,42	306	9459,37	0,6	710,61	0,0261
24,48	306	5864,2	0,5	529,67	0,018
27,54	306	2920,92	0,5	315,71	0,0151

D'après les résultats obtenus dans ces tableaux, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.5. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition c'est après :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm. RPA99 (Article 5.8)}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux respectifs des blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé, incluant les composantes dues à la tension et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données on suppose que le déplacement du bloc adjacent est le même Qu'avec le déplacement du bloc faisant l'objet de notre étude.

$$d_{\min}(xx) = 1.5 + (4.8+4.8) = 11.1\text{cm} > 4\text{ cm}$$

$$d_{\min}(yy) = 1.5 + (5.7+5.7) = 12.9\text{ cm} > 4\text{cm}$$

c'est vérifiée.

finalement on prend une largeur minimale $d_{\min} = 15\text{cm}$

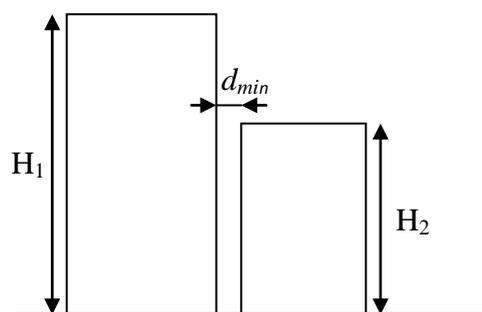


Figure IV.7.Joint sismique

CONCLUSION :

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA99 Version 2003 à savoir :

- La vérification de la période fondamentale de notre modèle par rapport à la période fondamentale expérimentale majorée de 30% dans les deux directions de calcul.
- La vérification de la participation massique modale.
- La vérification de l'effort sismique dynamique à la base par rapport à l'effort sismique statique à la base majorée de 80% dans les deux directions de calcul.
- La vérification de l'interaction portique et voile sous charges verticale et sous charges horizontale (xx, yy).
- La vérification de l'effort normal réduit sous sollicitation sismique.
- La vérification des déplacements relative de la structure à chaque niveau dans les deux directions de calcul.
- La vérification des effet de seconde ordre $\Theta f(\mathbf{P}-\Delta)$ dans les deux direction de calcul.
- La vérification de la largeur des joints sismique dans les deux coté.

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées telles que :

❖ Pour les poteaux :

- RDC, 1, 2 et 3^{ème} étages..... (b× h) = (50×50) cm²
- 4 et 5^{ème} étages (b× h) = (45×45) cm²
- 6 et 7^{ème} étages(b× h) = (40×40) cm²
- 8^{ème} étage..... (b× h) = (30×30) cm²

❖ Pour les poutres :

- Poutre principale : (b× h) = (30×45) cm².
- Poutre secondaire : (b× h) = (30×40) cm².

❖ Les voiles :

- L'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.

V.1. Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante à toute force qui agit sur elle avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes sortes de sollicitations.

V.1.1: Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle, reprendre le poids des planchers et transmettre les charges de la superstructure vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et pied des poteaux dans les deux sens. Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ RPA99 version 2003 (Article 5.2)
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

V.1.2: Les recommandations du RPA 99/2003 :**a) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1):**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- 1). Le pourcentage minimal est de: $A_{\min} = 0.8 \%$ de la section de poteau (en Zone II).
- 2). Le pourcentage maximal est de :
 $A_{\max} = 4 \%$ de la section de poteau en zones courantes.
 $A_{\max} = 6 \%$ de la section de poteau en zones de recouvrement.
- 3). Le diamètre minimal est de 12mm.
- 4). La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ en zone II.
- 5). La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- 6). Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

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

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

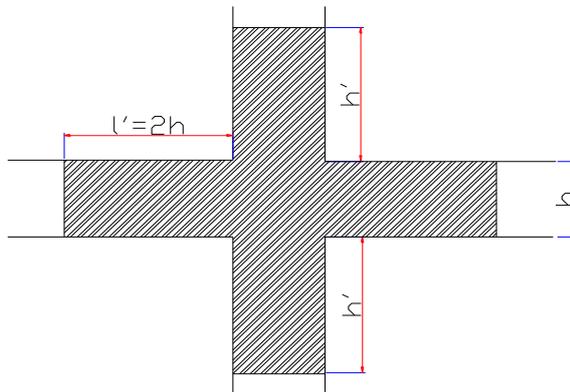


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives à notre projet conformément aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC, 1, 2, 3 ^{ème} étages	50×50	20.00	100	150.00
4 et 5 ^{ème} étages	45×45	16.20	81	121.50
6 et 7 ^{ème} étages	40×40	12.80	64	96.00
8 ^{ème} étage	30×30	7.20	36	54.00

b) Armatures transversales:

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99version2003(Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; dans la direction considérée, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{l'élancement géométrique}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

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

❖ La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ 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 $10\phi_l$ minimum ;

❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.3: Les sollicitations dans les poteaux:

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux

Poteau	$N_{Max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{Max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{Min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N_{Max} KN	M_{cor} KN .m	M_{Max} KN .m	N_{cor} KN	N_{Min} KN	M_{cor} KN .m
50×50	1418.07	-2.08	-85.43	544.61	- 402.43	13.42
45×45	760.09	- 6.56	- 74.08	326.05	- 44.09	19.23
40×40	463.63	-6.06	- 58.76	170.74	4.61	1.42
30×30	174.47	- 3.7	26.81	-2.52	- 22.81	1.06

V.1.4: Ferrailage des poteaux:

a. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, et celui donné par le logiciel Expert Robot.

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

Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section cm^2	$A_{min} cm^2$ (RPA)	$A_{cal} cm^2$ Exp -Robot	$A_{adoptée} cm^2$
RDC; 1; 2; 3 ^{ème} étage	50×50	20.00	17.7	4T16 + 8T14 = 20.36
4; 5 ^{ème} étage	45×45	16.20	10.8	4T16 + 8T14 =20.36
6; 7 ^{ème} étage	40×40	12.80	09.60	4T16 + 4T14 = 14.20
8 ^{ème} étage	30×30	07.20	8.1	8T12 = 9.05

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Section (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (cm)	λg	Vu (KN)	l_r	t_{zc} (cm)	t_{zn} (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t adopté (cm ²)
50×50	1.4	214.2	4.28	99.43	56	15	10	2.79	3.60	8HA8 = 4.02
45×45	1.4	214.2	4.76	72.08	56	15	10	2.25	2.43	6HA8 = 3.02
40×40	1.4	214.2	5.35	43.24	56	15	10	1.013	1.80	4HA8 = 2.01
30×30	1.2	214.2	7.14	24.03	48	15	10	0.75	1.35	4HA8 = 2.01

$$A_t = t_{zc} \times \frac{\rho \times Vu}{h \times f_e} = 15 \times \frac{3.75 \times 99.43}{50 \times 40} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.48\% \times (t_{zc} \times b_1) = 0.0048 \times 15 \times 50 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t = 8 \text{ mm} \geq \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$

V.1.5: Les vérification:**a) vérification au flambement :**

Selon le BAEL91 (art 4.4.1) les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

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

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

➤ Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 (Article B.8.2.1) on doit vérifier que :

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

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

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

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

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

D'où : $\lambda = 3,464 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (h - 2.5) \times (b - 2.5)$ avec : $\begin{cases} h : \text{hauteur de la section nette} \\ b : \text{largeur de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature adopter.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Justification de l'effort normale ultime

Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _{cal} (KN)
50×50	3,06	2,142	14.83	0,820	0.0020	0,225	3987.66	1418.07
45×45	3,06	2,142	16.48	0,814	0,0020	0,180	3280.09	760.09
40×40	3,06	2,142	18.55	0,804	0,0014	0,140	2476.32	463.63
30×30	3,06	2,142	24.73	0,773	0,0009	0,075	1315.80	174.47

On remarque que le: $N_{cal} < N_u \Rightarrow$ donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que la section des poteaux concerner sont entièrement comprimé ou partiellement comprimé:

1) cas d'une section entièrement comprimé:

N_{ser} est de compression, et la position du centre de pression est à l'intérieur de la section vérification de la conditions suivantes:

Si: $e_G = M_{ser} / N_{ser} \leq I_{gg} / [B + 15(A+A')] * V \dots (1)$ } \Rightarrow S.E.C
 Si $e_G < h/6$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG} \times V}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 15\text{MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + [15 \times A'_s \times (V - d')^2] + [15 \times A_s \times (d - V)^2]$$

$$V = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + [15 \cdot A_s \cdot (d' + d)] \right)$$

$$V' = h - V \text{ et } d = 0,9 \times h \text{ et } d' = h - d$$

$$S = b \times h + (15 \times 2A_s)$$

$A=A' \rightarrow$ le CDG des armature est confondu avec le CDG de la section du béton.

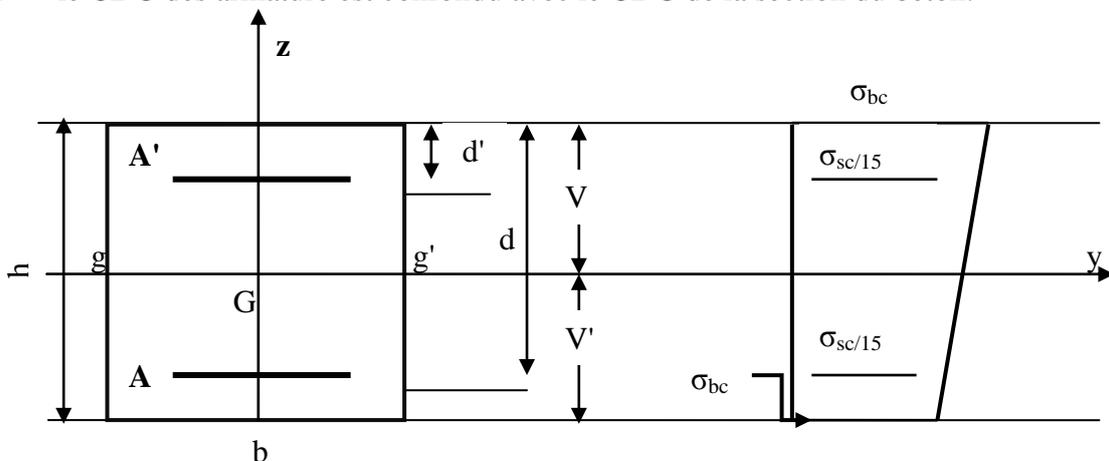


Figure: V.2 : L'allure de contrainte d'une section entièrement comprimé d'un poteau

2) cas d'une section partiellement comprimé:

N_{ser} est de compression, et la position du centre de pression est à l'intérieur de la section

Si $e_G > h/6 \Rightarrow$ S.P.C

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 15\text{MPa}$$

$$\mu t = \frac{b \times V^2}{2} + 15 A' (V - d') - 15 A (d - V)$$

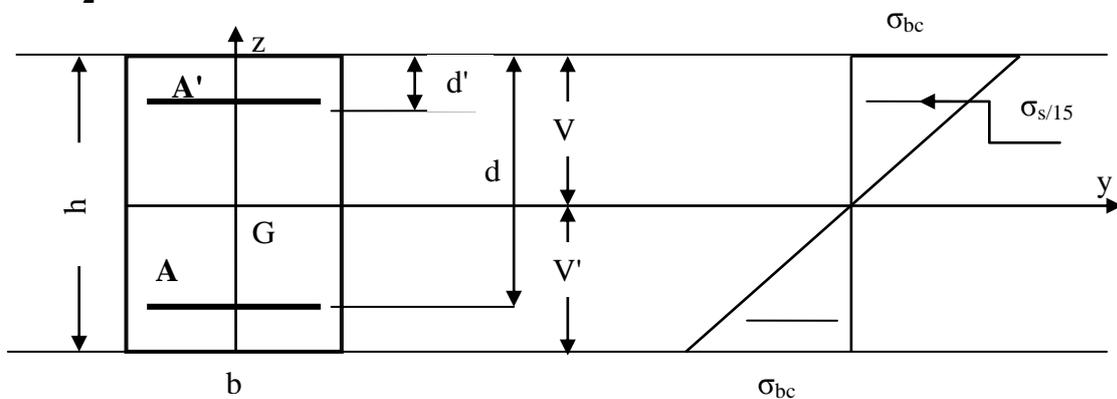


Figure: V.3 : L'allure de contrainte d'une section partiellement comprimé d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton

Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40	30×30
d (cm)	45	40.5	36	27
A(cm ²)	10.18	10.18	7.1	4.525
A'(cm ²)	10.18	10.18	7.1	4.525
S(cm ²)	2805.4	2330.4	1813.00	1035.75
V(cm)	25	22.5	20	15
V'(cm)	25	22.5	20	15
N _{ser} (KN)	1033.45	554.11	338.26	127.85
M _{serG} (KN.m)	28.14	30.25	30.96	15.33
e _G (m)	0.027	0.054	0.091	0.12
H/6	0.096	0.082	0.066	0.05
Observation	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C
I _{gg} (m ⁴)	0.00642	0.0044	/	/
u _t (m ³)	/	/	0.008	0.0033
σ _{bc} (Mpa)	4.016	3.868	4.64	3.503
σ _{bc adm} (Mpa)	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) : Vérification des sollicitations tangentes : Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.2)

$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ Tel que :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	l_f (cm)	d (cm)	λg	ρ_d	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
50 × 50	214.2	45	4.28	0.04	99.43	0.441	1	OK
45 × 45	214.2	40.5	4.76	0.04	72.08	0.395	1	OK
40 × 40	214.2	36	5.35	0.075	43.24	0.300	1.875	OK
30 × 30	214.2	27	7.14	0.075	24.03	0.296	1.875	OK

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

V.1.6: Les dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 0.8 = 8cm$$

- **Longueur de recouvrement**

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

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48cm$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50cm.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante:

$$\text{Avec : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right) \quad h_e : \text{Hauteur libre de chaque niveau.}$$

$$L' = 2h$$

V.2: ETUDE DES POUTRES:**V.2.1: Introduction:**

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, donc elles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue quatre types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutre palière, les chainage horizontale.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

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

$$G + Q$$

$$G + Q + E \quad \text{RPA99/version 2003 (Art 5.2)}$$

$$G + Q - E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a trois types de poutres à étudier :

- poutres principales (30× 45).
- poutres secondaires (30×40).
- poutre palière (30×35).
- poutre chainage (30×35).

V.2.2. Recommandation du RPA 99/V2003**a) Coffrage :** Article: 7.5.1du RPA99

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

b) Ferrailage: Article: 7.5.2 du RPA99**b-1). Les armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $(0.5\% \times b \times h)$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de $(4\% \times b \times h)$ en zone courante et $(6\% \times b \times h)$ en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone 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 côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Principale	30×45	54	81	6.75
Secondaire	30×40	48	72	6.00
palière	30×35	42	63	5.25
chainage	30×30	36	54	4.50

b-2).Les armatures transversales :

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

Les espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

➤ En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : 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.

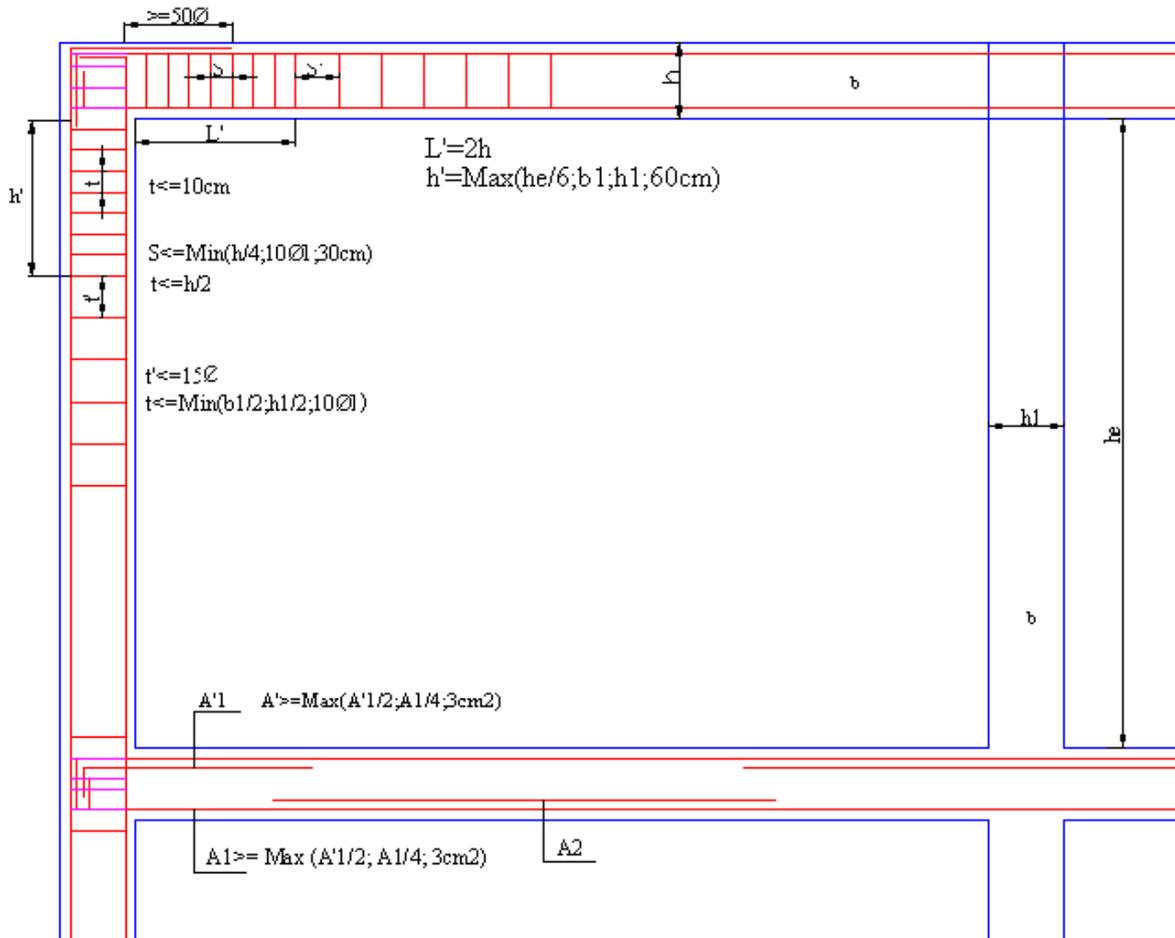


Figure V.5 : Dispositions constructives des portiques

V.2.3: Les sollicitations dans les poutres:

Les sollicitations dans les poutres sont extraites du logiciel ROBOT :

1) les sollicitation dans les poutres principale:

Tableau V.9 : Sollicitations dans les poutres principale

Niveau	My (KN.m) ELU		My (KN.m) ELS		My (KN.m) ELA	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée
3.06m	-55.27	29.91	-40.07	21.69	-66.22	56.93
6.12m	-55.11	29.52	-39.95	21.41	-80.74	81.15
9.18m	-55.36	29.55	-40.12	21.43	-91.23	90.80
12.24m	-55.54	30.01	-40.24	21.76	-92.53	89.42
15.30m	-55.70	30.54	-40.36	22.15	-90.69	84.32
18.36m	-55.94	31.20	-40.52	22.63	-84.45	75.28
21.42m	-55.55	31.92	-40.24	23.16	-77.78	64.47
24.48m	-55.26	33.44	-40.03	24.25	-70.16	52.27
27.54m	-65.79	46.59	-48.09	34.07	-58.93	36.15
Max	-65.79	46.59	-48.09	34.07	-91.23	90.80

2) les sollicitation dans les poutres secondaires:

Tableau V.10 : Sollicitations dans les poutres secondaire

Niveau	My (KN.m) ELU		My (KN.m) ELS		My (KN.m) ELA	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée
3.06m	-19.72	9.80	-14.29	7.09	-48.86	52.17
6.12m	-21.61	20.98	-15.68	15.21	-64.76	69.88
9.18m	-29.32	29.97	-21.28	21.73	-69.52	75.39
12.24m	-34.35	34.73	-24.92	25.18	-69.20	72.09
15.30m	-41.31	40.83	-29.99	29.62	-68.31	67.77
18.36m	-45.90	43.40	-33.33	31.50	-65.20	60.70
21.42m	-51.04	47.01	-37.09	34.14	-62.03	54.59
24.48m	-52.60	43.55	-38.24	31.64	-58.40	44.68
27.54m	-43.57	31.01	-31.71	22.55	-46.00	26.44
Max	-52.60	47.01	-38.24	34.14	-69.52	75.39

3) les sollicitation dans les poutres palière et chainage:

Tableau V.11 : Sollicitations dans les poutres palières et chainages

poutre	My (KN.m) ELU		My (KN.m) ELS		My (KN.m) ELA	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée
Palière	-17.78	6.37	-12.82	4.60	-59.64	42.65
chainage	-12.15	10.08	-8.85	7.34	-29.39	19.66

V.2.4: Ferrailage des poutres:

a). Armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le **RPA** en zone IIa, et celui donné par le logiciel **Expert Robot**.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Ferrailage des poutres

Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Principale	30×45	Appui	6.00	6.75	3HA14 + 3HA12 = 8.01
		Travée	6.00		3HA14 + 3HA12 = 8.01
Secondaire	30×40	Appui	5.30	6.00	3HA16 = 6.03
		Travée	5.70		3HA16 = 6.03
Palière	30×35	Appui	5.30	5.25	2HA16 + 1 HA14 = 5.56
		Travée	3.70		2HA16 + 1 HA14 = 5.56
chainage	30×30	Appui	3.00	4.50	3HA14 = 4.62
		Travée	2.00		3HA14 = 4.62

b). Armatures transversales:

b.1). Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du BAEL:

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

▪ Poutres principales:

$$\phi_t \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3) = 1.28 \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA}8 + 1 \text{ étrier HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

▪ **Poutres secondaires:**

$$\phi_t \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.14; 3) = 1.14 \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 1 \text{ cadre HA8} + 1 \text{ étrier HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

▪ **Poutres palière:**

$$\phi_t \leq \min\left(1.4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.1; 1.0; 3) = 1.0 \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 1 \text{ cadre HA8} + 1 \text{ étrier HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

▪ **Poutres chainage:**

$$\phi_t \leq \min\left(1.4; \frac{30}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 0.85; 3) = 0.85 \text{ mm.}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 1 \text{ cadre HA8} + 1 \text{ étrier HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

b.2). Calcul des espacements des armatures transversales:

Selon le RPA99 version 2003 :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right),$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25; 16.8; 30) \text{ cm} = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10; 19.20; 30) \text{ cm} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres palière : $S_t \leq \text{Min}(8.75; 16.8; 30) \text{ cm} = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 8.0 \text{ cm}$

Poutres chainage : $S_t \leq \text{Min}(7.5; 16.8; 30) \text{ cm} = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7.5 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres palière : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres chainage : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5: Les vérifications:**a) Vérification du pourcentage des armatures longitudinales selon le RPA 99:****Tableau V.13:** Vérification du pourcentage des armatures longitudinale

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{adopter} (cm ²)	A _{max} > A _{ado}
Principale	30×45	54	81	16.02	vérifiée
Secondaire	30×40	48	72	12.06	vérifiée
palière	30×35	42	63	11.12	vérifiée
chainage	30×30	36	54	9.24	vérifiée

b) Les longueurs de recouvrement:

La longueur minimale des recouvrements à prendre est :

$$\phi = 12\text{mm} : L_r \geq 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \quad \text{en prend : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} : L_r \geq 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \quad \text{en prend : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} : L_r \geq 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \quad \text{en prend : } L_r = 80\text{cm}$$

c). Vérification à L' ELU:**1). Condition de non fragilité**

$$A_{\text{adopter}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$\text{les poutre principale: } 16.02\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times (2.1/400) = 1.46\text{cm}^2$$

$$\text{les poutre secondaire: } 12.06\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 36 \times (2.1/400) = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{les poutre palière: } 11.12\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times (2.1/400) = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{les poutre chainage: } 9.24\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 27 \times (2.1/400) = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée dans tous les poutres.

2). Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte tangentielle à L'ELU

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (Mpa)	Observation
Poutres principales	303.31	2.49	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	110.58	0.905	3.25	Vérifiée
Poutres palières	159.85	1.691	3.25	Vérifiée
Poutres chainages	39.39	0.486	3.25	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**Poutres principales:**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [303.31 + \frac{65.79}{0.9 \times 0.405}] \times 10^{-3} \Rightarrow 16.02 \text{ cm}^2 \geq 13.9 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow 16.02 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 303.31 \times 10^{-3}}{400} = 8.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires:

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [110.58 + \frac{52.60}{0.9 \times 0.36}] \times 10^{-3} \Rightarrow 12.06 \text{ cm}^2 \geq 7.846 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow 12.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 110.58 \times 10^{-3}}{400} = 3.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres palières:

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow 11.12 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 159.85 \times 10^{-3}}{400} = 4.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres chainages:

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow 9.24 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 39.39 \times 10^{-3}}{400} = 1.132 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d). Vérification à l'ELS:**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	48.09	121412.76	12.6	4.99	15
	Travées	34.07			3.54	15
Poutres secondaires	Appuis	38.24	74204.42	10.63	5.48	15
	Travées	34.14			4.89	15
Poutres palières	Appuis	12.82	51031.88	9.457	2.37	15
	Travées	4.60			0.85	15
Poutres chainages	Appuis	8.85	31869.54	8.026	2.23	15
	Travées	7.34			1.85	15

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

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Poutres principales:

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{350} = 0.128 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots(1) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$M_t = 34.07 \text{ KN.m}$

$G = 6.69 \times 2.9 = 19.40 \text{ KN/ml} ; Q = 2.9 \text{ KN/ml} ; g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.375 \text{ KN/ml}$

$G_t = 22.77 \text{ KN/ml} ; q_s = G + Q = 25.67 \text{ KN/ml}$

$M_0 = q_s l^2 / 8 = 39.30 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{L} = 0.128 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34.07}{10 \times 39.30} = 0.086 \dots\dots(2) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{0.000801}{0.3 \times 0.405} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots (3) \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires:

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{290} = 0.137 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots (1) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.137 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34.14}{10 \times 34.14} = 0.1 \dots (2) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.36} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres palières:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{290} = 0.120 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots (1) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{4.60}{10 \times 4.60} = 0.1 \dots (2) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.56 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.315} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres chainages:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots (1) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.137 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.34}{10 \times 7.34} = 0.1 \dots (2) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

E).Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

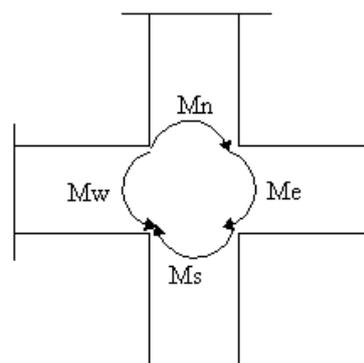


Figure V.6 : La zone nodale

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s = M_n = M_s ;$$

Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A_s : (poteaux): c'est la section d'armature adopter sans prendre compte des barres de recouvrement.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(m)	A_s (m ²)	σ_s (Mpa)	$2M_R$ (KN.m)
3.06m jusqu'aux 9.18m	50×50	0.425	0.003481	348	1029.7
12.24 m	50 ² et 45 ²	/	/	348	742.30
15.30 m	45×45	0.382	0.001709	348	455.00
18.36 m	45 ² et 40 ²	/	/	348	395.50
21.42 m	40×40	0.34	0.001420	348	336.00
24.48 m	40 ² et 30 ²		/	348	248.30
27.54 m	30×30	0.255	0.000905	348	160.6

2) Détermination du moment résistant dans les poutres:

$$M_R = M_w = M_e$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Vérification des zones nodales

Niveau	Section (cm ²)	Z(m)	A_s (m ²)	$1.25 \times (2M_R)$ (KN.m)
3.06m jusqu'aux 9.18m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8
12.24 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8
15.30 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8

18.36 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8
21.42 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8
24.48 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8
27.54 m	30×45	0.3825	12.63	420.3
	30×40	0.34	12.06	355.8

A_s : (poutres): c'est la section d'armature totale en prenant compte des filante et chapeaux, le recouvrement n'est pas pris en compte.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non dans les poteaux.

V.2.6: règles concernant les arrêts des armatures:

la figure suivante montre clairement la disposition constructive des chapeaux et comment déterminer leur longueur.

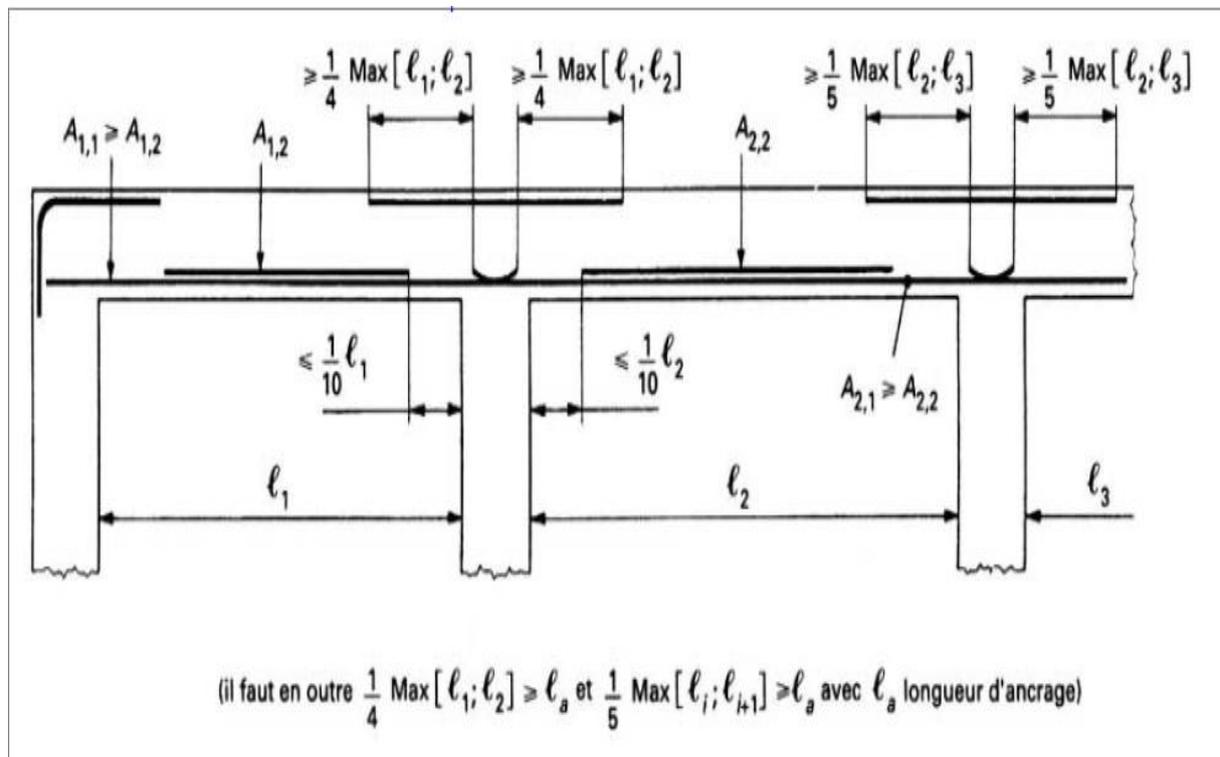


Figure V.7. Les arrêts des chapeaux

V.3: ETUDE DES VOILES:**V.3.1: Introduction:**

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y). Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5 \quad ; \quad \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ELU.
- G+Q±E.
- 0.8G±E.

V.3.2. Recommandation du RPA. Version 2003

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales (principale).
- armatures horizontales(secondaire).
- armatures transversales.

a) Les aciers verticaux

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les aciers horizontaux

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures de coutures

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 avec la formule suivante:

$$A_{vj} = 1.1 \times (V/f_e) \text{ avec } V = 1.4V_u$$

d) Les aciers transversaux

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$$A_{\min} = 0.15 \% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10 \% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Le ferrailage

a) Les armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

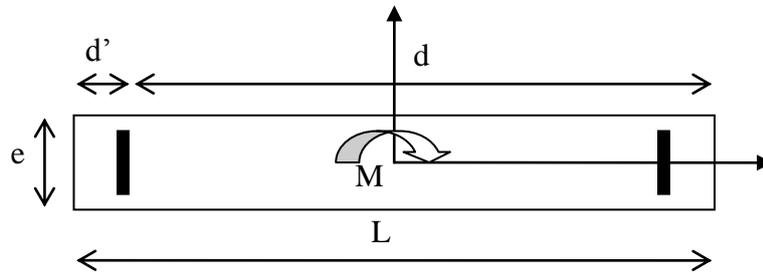


Figure. V.9 : Schéma d'un voile pleine

$$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A = \max(A_{min}^{Cal}; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA})$$

b) Armatures horizontales :

On fixe S_t et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K = 0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times S_t$$

c) La longueur de recouvrement :

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & \dots\dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

d) Diamètres des barres :

$\phi < e/10$ zone courante.

e) Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq \min[1.5 \times e; 30]cm.$$

V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles pleins :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v cal /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_v min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v adopter/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{barre} /face: nombre de barres adopter par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

A_h min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

A_h cal/face/ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_h adopter/face : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N^{barre} /face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{\text{cal}} = \frac{e \times S_t \times \tau}{0.8 \times f_e}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Tableau V.18 : ferrailage du voile plein Vasc (xx)

		Voile d'ascenseur sens (xx); L=1.45m ; e =0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N_{Max} (KN)		479.68	50.16	12.11
M_{cor} (KN.m)		33.87	30.53	3.83
M_{Max} (KN.m)		-196.85	-164.63	-127.2
N_{cor} (KN)		-6.29	-23.74	-26.56
N_{Min} (KN)		-1058.31	-477.51	200.09
M_{cor} (KN.m)		-33.06	-0.32	-4.23
V (KN)		504.88	297.97	192.43
A_v cal /face (cm ²)		16.196	6.874	3.002
A_v min (RPA) (cm ²)		5.80	5.80	5.80
A_v adopté/face(cm ²)		16.59	11.31 (forfaitaire)	11.31 (forfaitaire)
N^{barre} /face		6HA16+4HA12	10HA12	10HA12
τ (Mpa)		2.708	1.598	1.032
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20

A_h cal/face/ml (cm ²)	3.39	2.00	1.29
A_h min/face/ml(cm ²)	3	3	3
A_h adopté/face (cm ²)	4.71	4.71	4.71
N^{barre} /face/ml	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_{vj} (cm ²)	19.438	11.472	7.409

Tableau V.19 : ferrailage du voile plein Vasc (yy)

		voile d'ascenseur gauche (yy) ; L= 1.50m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N_{Max} (KN)		307.66	5.95	12.08
M_{cor} (KN.m)		73.18	35.52	7.92
M_{Max} (KN.m)		-228.97	-112.57	-44.19
N_{cor} (KN)		-907.38	-33.33	-25.55
N_{Min} (KN)		-1322.14	-487.67	-232.2
M_{cor} (KN.m)		-75.47	-9.45	-9.6
V (KN)		271.22	131.99	67.74
A_v cal /face (cm ²)		21.176	7.282	3.614
A_v min (RPA) (cm ²)		6.00	6.00	6.00
A_v adopté/face(cm ²)		21.30	13.57	13.57
N^{barre} /face		6HA16 + 6HA14	12HA12	12HA12
τ (Mpa)		1.406	0.684	0.351
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	15	15	15
A_h cal/face/ml (cm ²)		1.76	0.86	0.44
A_h min/face/ml(cm ²)		3.00	3.00	3.00
A_h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)		20	20	20
A_{vj} (cm ²)		10.442	5.082	2.602

Tableau V.20 : ferrailage du voile plein Vasc (yy)

		voile d'ascenseur droite (yy) ; L= 1.50m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		85.94	-1.08	6.13
M _{cor} (KN.m)		232.44	134.75	41.08
M _{Max} (KN.m)		238.4	-233.47	-178.87
N _{cor} (KN)		60.58	-42.97	-31.28
N _{Min} (KN)		-1047.78	-500.25	-197.32
M _{cor} (KN.m)		-55.46	-4.71	-11.45
V(KN)		323.71	260.42	190.53
A _v cal /face (cm ²)		16.656	7.327	3.166
A _v min (RPA) (cm ²)		6.00	6.00	6.00
A _v adopté/face(cm ²)		21.30	13.57	13.57
N ^{barre} /face		6HA16 + 6HA14	12HA12	12HA12
τ (Mpa)		1.678	1.350	0.987
τ _{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	15	15	15
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.1	1.69	1.23
A _h min/face/ml(cm ²)		3.00/2	3.00/2	3.00/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		12.463	10.026	7.328

Tableau V.21 : ferrailage du voile plein V1 (xx)

		voile 1 gauche (xx) ; L= 1.60m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		111.77	26.99	25.95
M _{cor} (KN.m)		81.95	26.9	-34.58
M _{Max} (KN.m)		-290.62	-213.1	-168.61
N _{cor} (KN)		-886.91	-20.89	-9.5
N _{Min} (KN)		-886.91	-533.22	-240.62
M _{cor} (KN.m)		-290.62	-90.53	-41.48
V(KN)		427.27	423.61	337.72
Av cal /face (cm ²)		5.8	10.105	4.577
Av min/face (cm ²)		2.4	3.2	3.2
Av adopté/face(cm ²)		11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face		10HA12	10HA12	10HA12
τ (Mpa)		2.077	2.059	1.642
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5
	Milieu	25	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.6	2.57	2.05
A _h min/face/ml(cm ²)		0.209/2	3.00/2	3.00/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		16.450	16.309	13.002

Tableau V.22 : ferrailage du voile plein V2 (xx)

		voile 2 droite (xx) ; L= 1.60m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		106.22	15.6	21.46
M _{cor} (KN.m)		81.5	-5.58	-25.87
M _{Max} (KN.m)		286.7	-115.81	-112.19
N _{cor} (KN)		-365.67	-32.08	-1.13
N _{Min} (KN)		-907.33	-557.12	-264.89
M _{cor} (KN.m)		-284.08	-36.23	67.7
V(KN)		379.29	382.84	325.58
A _v cal /face (cm ²)		6.206	8.985	5.633
A _v min/face (cm ²)		2.4	3.2	3.2
A _v adopté/face(cm ²)		11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face		10HA12	10HA12	10HA12
τ (Mpa)		1.844	1.861	1.584
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5
	Milieu	25	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.30	2.33	1.98
A _h min/face/ml(cm ²)		0.209/2	3.00/2	3.00/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		14.603	14.739	12.535

Tableau V.23 : ferrailage du voile plein V3 (xx)

		voile 3gauche (xx) ; L= 0.85m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		173.7	4.7	5.42
M _{cor} (KN.m)		53.62	25.0	24.5
M _{Max} (KN.m)		-269.98	-274.78	-230.83
N _{cor} (KN)		-34.78	-30.34	-23.91
N _{Min} (KN)		-606.55	-237.57	-115.3
M _{cor} (KN.m)		-54.24	-34.68	-25.15
V(KN)		300	303.78	194.16
A _v cal /face (cm ²)		11.471	1.888	0.584
A _v min/face (cm ²)		1.7	1.275	1.275
A _v adopté/face(cm ²)		14.07	7.92	7.92
N ^{barre} /face		7HA16	7HA12	7HA12
τ (Mpa)		2.745	2.78	2.270
τ _{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A _h cal/face/ml (cm ²)		3.43	3.47	2.84
A _h min/face/ml(cm ²)		3.00/2	0.209/2	0.209/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		11.55	11.696	9.551

Tableau V.24 : ferrailage du voile plein V4 (xx)

		voile 4 droite (xx) ; L= 0.85m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		168.6	6.09	7.68
M _{cor} (KN.m)		2.07	28.07	24.13
M _{Max} (KN.m)		-255.61	-259.12	-204.53
N _{cor} (KN)		-30.47	-26.35	-18.53
N _{Min} (KN)		-585.81	-227.3	-101.66
M _{cor} (KN.m)		-2.48	-10.96	-3.98
V(KN)		284.19	286.39	220.37
Av cal /face (cm ²)		8.547	3.823	1.663
Av min/face (cm ²)		1.7	1.7	1.7
Av adopté/face(cm ²)		14.07	7.92	7.92
N ^{barre} /face		7HA16	7HA12	7HA12
τ (Mpa)		2.6	2.621	2.016
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A _h cal/face/ml (cm ²)		3.25	3.28	2.52
A _h min/face/ml(cm ²)		3.00/2	0.209/2	3.00/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		10.941	11.026	8.481

Tableau V.25 : ferrailage du voile plein V1 (yy)

		voile 1 gauche (yy) ; L= 1.60m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		131.33	30.6	31.34
M _{cor} (KN.m)		185.19	78.92	33.66
M _{Max} (KN.m)		-247.59	-214.41	-173.0
N _{cor} (KN)		-694.73	-14.05	-5.4
N _{Min} (KN)		-927.32	-381.06	-170.8
M _{cor} (KN.m)		-186.91	-40.01	-48.19
V(KN)		352.2	358.36	290.66
Av cal /face (cm ²)		18.368	6.556	1.277
Av min/face (cm ²)		3.2	3.2	2.4
Av adopté/face(cm ²)		20.11	11.31	11.31
N ^{barre} /face		10HA16	10HA12	10HA12
τ (Mpa)		1.712	1.742	1.413
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5
	Milieu	25	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.14	2.18	1.77
A _h min/face/ml(cm ²)		3.00/2	3.00/2	0.209/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		13.560	13.797	11.190

Tableau V.26 : ferrailage du voile plein V2 (yy)

		voile 2 droite (yy) ; L= 1.60m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		119.54	41.37	36.95
M _{cor} (KN.m)		66.26	116.17	60.68
M _{Max} (KN.m)		312.13	-277.88	-212.43
N _{cor} (KN)		-16.33	-14.83	-6.53
N _{Min} (KN)		-901.7	-420.03	-199.11
M _{cor} (KN.m)		-309.72	-58.03	-51.93
V(KN)		459.86	464.64	357.11
A _v cal /face (cm ²)		5.603	7.602	4.262
A _v min/face (cm ²)		2.4	3.2	3.2
A _v adopté/face(cm ²)		11.31	11.31	11.31
N ^{barre} /face		10HA12	10HA12	10HA12
τ (Mpa)		2.235	2.259	1.736
τ _{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	7.5	7.5	7.5
	Milieu	25	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.79	2.82	2.17
A _h min/face/ml(cm ²)		0.209/2	3.00/2	3.00/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		17.705	17.889	13.749

Tableau V.27 : ferrailage du voile plein V3 (yy)

		voile 3 gauche (yy) ; L= 1.20m; e= 0.20m		
		RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)		114.85	11.76	17.32
M _{cor} (KN.m)		57.44	30.97	-15.76
M _{Max} (KN.m)		150.52	-116.63	-97.14
N _{cor} (KN)		9.58	-30.98	-8.42
N _{Min} (KN)		-528.71	-353.37	-143.77
M _{cor} (KN.m)		-1.24	-67.54	-38.59
V(KN)		282	275.32	218.25
Av cal /face (cm ²)		7.645	7.507	0.865
Av min/face (cm ²)		2.4	2.4	1.8
Av adopté/face(cm ²)		9.05	9.05	9.05
N ^{barre} /face		8HA12	8HA12	8HA12
τ (Mpa)		1.828	1.784	1.415
τ_{adm} (Mpa)		5	5	5
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	25	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)		2.28	2.23	1.77
A _h min/face/ml(cm ²)		3.00/2	3.00/2	0.209/2
A _h adopté/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml		6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)		20	20	20
A _{vj} (cm ²)		10.857	10.600	8.403

Tableau V.28 : ferrailage du voile plein V4 (yy)

	voile 4 droite (yy) ; L= 1.20m; e= 0.20m		
	RDC;1;2;3 ^{ème} étage	4;5;6 ^{ème} étages	7; 8 ^{ème} étages
N _{Max} (KN)	112.15	13.91	20.92
M _{cor} (KN.m)	17.89	34.62	-28.24
M _{Max} (KN.m)	200.07	-150.03	-120.61
N _{cor} (KN)	23.18	-38.09	-8.20
N _{Min} (KN)	-698.84	-449.64	-179.19
M _{cor} (KN.m)	-127.74	-81.62	-47.41
V(KN)	390.37	352.27	271.38
Av cal /face (cm ²)	14.636	9.397	1.097
Av min/face (cm ²)	2.4	2.4	1.8
Av adopté/face(cm ²)	16.08	12.32	9.05
N ^{barre} /face	8HA16	8HA14	8HA12
τ (Mpa)	2.530	2.283	1.759
τ_{adm} (Mpa)	5	5	5
S _t (cm)	extrémité	10	10
	Milieu	25	25
A _h cal/face/ml (cm ²)	3.16	2.85	2.20
A _h min/face/ml(cm ²)	3.00/2	3.00/2	0.209/2
A _h adopté/face (cm ²)	4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face/ml	6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)	20	20	20
A _{vj} (cm ²)	15.029	13.562	10.448

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'ya pas de risque de cisaillement.

V.3.5. Conclusion:

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Les poteaux ont été calculés à la flexion composée et ferrailés avec les sollicitations convenables. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par les deux logiciels de calcul (Sap, expert Robot) et celui donné par le RPA.

Les poutres quand à elles ont été calculés à la flexion simple et ferrailés en utilisant les sollicitations les plus défavorables obtenus par le logiciel **Robot**.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, ils ont été ferrailés avec le logiciel (GC).

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA et le BAEL. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est parfois plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Introduction :

L'infrastructure ou la fondation est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle reprend les charges de la superstructure et les transmette au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

Cette transmission peut être directe : fondations superficielles (semelles et radiers) ou indirecte les fondations profondes (semelles sur pieux et puits).

VI.1.Choix du type de fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol (la profondeur du bon sol).

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.5m de la cote du terrain naturel. Le taux de travail de sol étant de 1.3 bars.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

N : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

VI.1.1.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- G + Q ± E

- $0,8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU)

- $G + Q$ (ELS)

VI.2. Vérification des fondations superficielles :

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times A$).

la vérification à faire est :
$$\frac{Nu(maj)}{A^2} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

N_u : effort normal transmis par la semelle au sol à L'ELU obtenu par le Robot

pour cette vérification on prend la semelle (poteau) la plus sollicité : $N=1418.07$

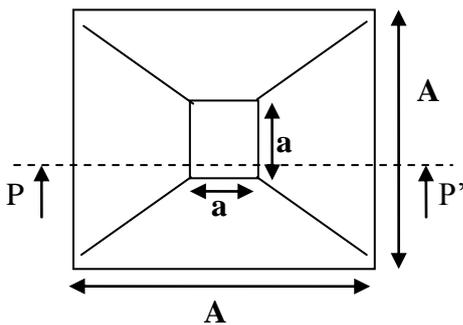


Figure (VI-1). Vue en plan de la semelle.

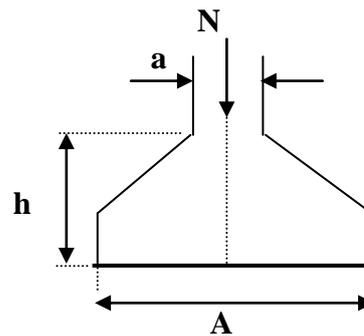


Figure (VI-2). Coupe P-P'.

$$A^2 \geq \frac{Nu}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{1.1 \times 1.41807}{0.13}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{Nu}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.559877}{0.13}} = 3.46m$$

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.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

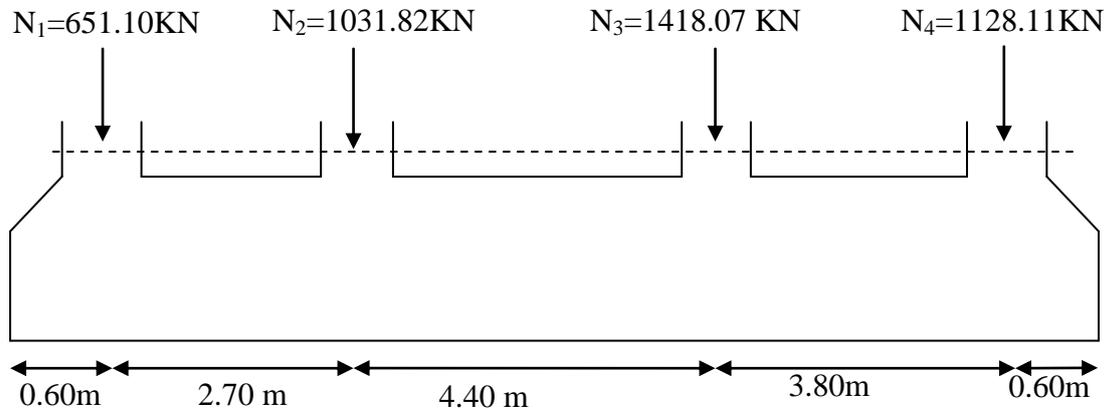


Figure: VI.3 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i + N_{\text{semelle}} + N_{\text{Remblais}}$$

$$\sum N_i = 4229.1 \text{ KN}$$

$$L = 12.10 \text{ m}$$

La vérification à faire est :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{\sum N}{S} = \frac{\sum N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{\sum N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} = \frac{4.2291}{0.13 \times 12.10} = 2.69 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2.69 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.2.3. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

Dimensionnement

a) Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\text{max}} = 415 - 60 = 355 \text{ cm} \Rightarrow h_r \geq 35.5 \text{ cm}$$

b) Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.55^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 46.03 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 60 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 26531.08 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{26.53108}{0.13} = 204.085 \text{ m}^2.$$

On à la surface du bâtiment est : 310.99 m^2

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 310.99 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.2.3.1:Les vérifications**a. Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2.60 m

S : surface totale du bâtiment = 310.99 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$P = 1.5 \times 2.6 \times 310.99 \times 10 = 12128.61 \text{KN} < N = 26531.08 \text{KN}$. Condition vérifiée

b. Vérification au poinçonnement

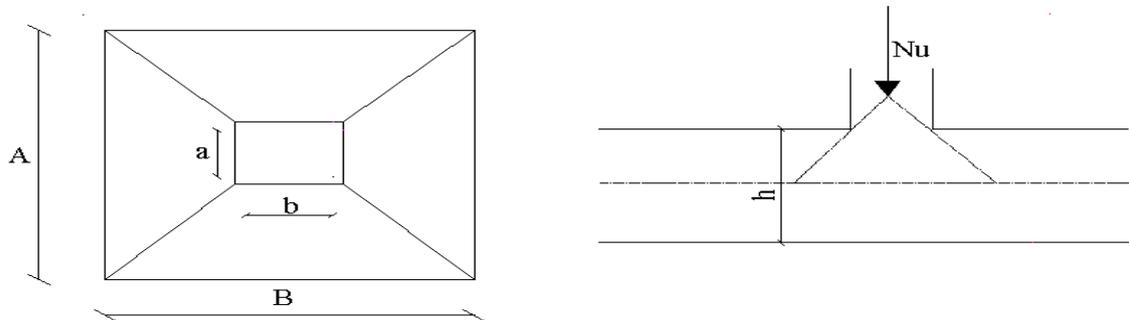


Figure VI.4 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.40 \text{m}$.

$N = 2405.92 \text{KN}$

$N_u = 2.40 \text{MN} \leq 0.045 \times 4.40 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.6 \text{MN}$. Condition vérifiée

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{36324.08 \times 3.55 \times 1}{2 \times 310.99} = 207.33 \text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{207.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.383 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

My : Moment sismique à la base

N=31625.35KN et My=29106.2KN.m

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 14.23 \text{m}$$

$$Y_g = 8.97 \text{m}$$

$$I_{xx} = 2807.511 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 9201.236 \text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{31.62535}{310.99} + \frac{29.1062 \times 14.23}{9201.236} = 0.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31.62535}{310.99} - \frac{29.106 \times 14.23}{9201.236} = 0.056 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.15 + 0.056}{4} = 0.127 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.13 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

N=31625.35Kn et My=18150.8KN.m

$$\sigma_1 = \frac{31.62535}{310.99} + \frac{18.1508 \times 8.97}{2807.51} = 0.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31.62535}{310.99} - \frac{18.1508 \times 8.97}{2807.51} = 0.11 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.15 + 0.05}{4} = 0.125 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.13 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (RPA99 : Art .10.1.5)$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{29106.2}{31625.35} = 0.92m \leq \frac{22.70}{4} = 5.675m \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{18150.8}{31625.35} = 0.57m \leq \frac{13.70}{4} = 3.425m \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.2.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Sollicitation

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{36324.08}{310.99} = 116.80KN / m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{26531.08}{310.99} = 85.31KN / m^2$$

$L_x = 2.90m$

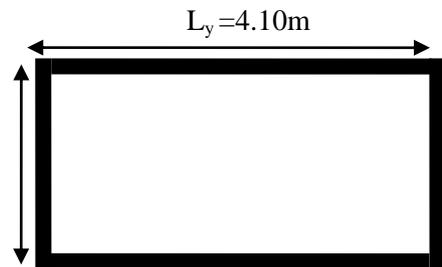


Figure VI.5.Dalle sur quatre appuis

N_U : Effort ultime (plus le poids propre du radier).

N_s : Effort de service.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.90}{4.10} = 0.74$$

⇒ La dalle travaille dans les deux directions

ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 65.91KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 29.47KN.m \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 56.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 25.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -32.96 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -14.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{116.80 \times 2.9}{2} = 169.36 \text{ KN}$$

ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 52.45 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 31.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 44.58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 26.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -24.23 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -15.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.60) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0,4$:

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0,0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	56.02	2.79	5.41	5T14 = 7.50	20
	En appuis	32.96	1.64		5T14 = 7.50	20
Sens yy	En travée	25.05	1.25	4,8	5T12=5.65	20
	En appuis	14.93	0.73		5T12=5.65	20

A. Vérifications à l'ELS :

a) État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	44.58	7.50	10.35	1.58	Vérifiée
	En appuis	26.23	5,65	10.35	0.93	Vérifiée
Sens yy	En travée	31.46	7.50	9.10	1.06	Vérifiée
	En appuis	15.58	5,65	9.10	0.62	Vérifiée

b) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	44.58	7.50	10.35	108.96	Vérifiée
	En appuis	26.23	5,65	10.35	64.09	Vérifiée
Sens yy	En travée	31.46	7.50	9.10	85.27	Vérifiée
	En appuis	15.58	5,65	9.10	50.16	Vérifiée

Espacement des armatures :

Conformément au RPA l'espaceur doit vérifier la condition suivant:

Armature // à L_x : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$. Pour notre cas $S_t = 20\text{cm}$.

Armature // à L_y : $S_t \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$. Pour notre cas $S_t = 20\text{cm}$.

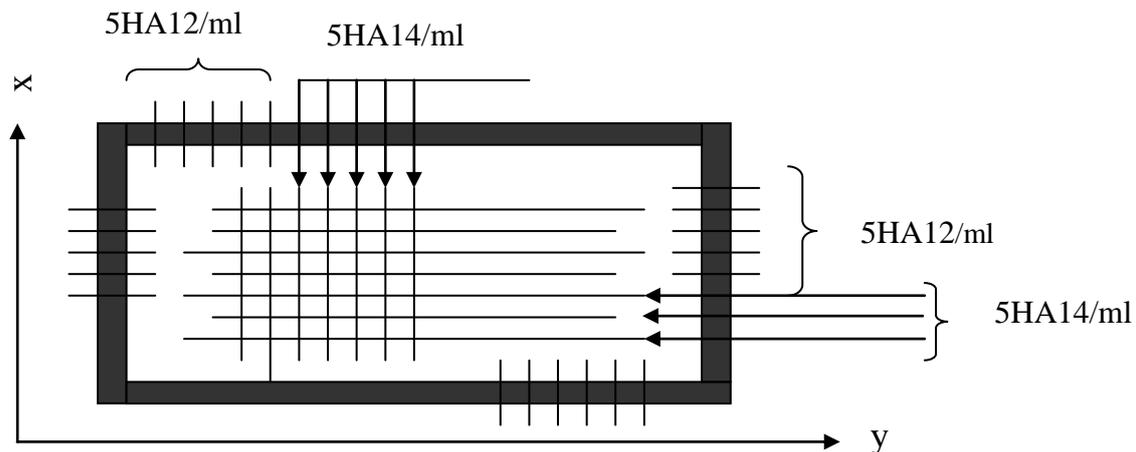
Schéma de ferrailage du radier :

Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier

VI.3. 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 $\rho = 0.71 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 116.80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 85.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

• **Sens longitudinal (x-x):**

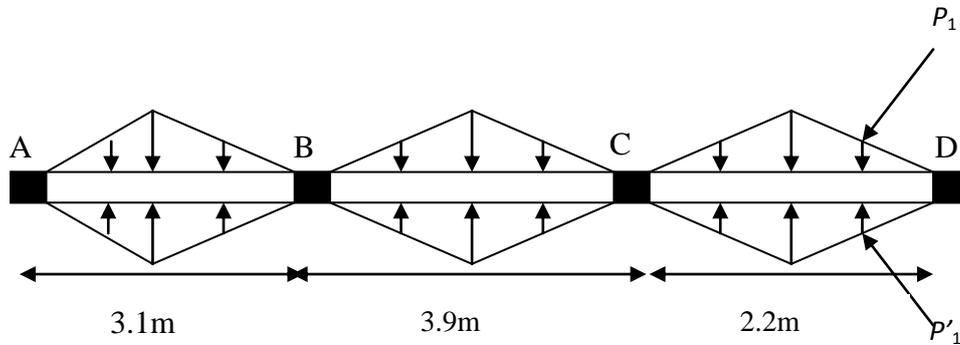


Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

On a:

$$P_1 = P'_1 = \frac{q_u \times l_y}{3} = \frac{116.80 \times 3.9}{3} = 151.84 \text{KN/m}$$

$$P = P_1 + P'_1 = 303.69 \text{KN/m}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	3.1	3.1	303.69	343.35	345.58	1.552	1112.66
B-C	3.9	3.12	303.69	345.58	275.48	1.486	930.820
C-D	2.2	2.2	303.69	275.48	172.92	0.946	545.198

● **Sens transversal (y-y):**

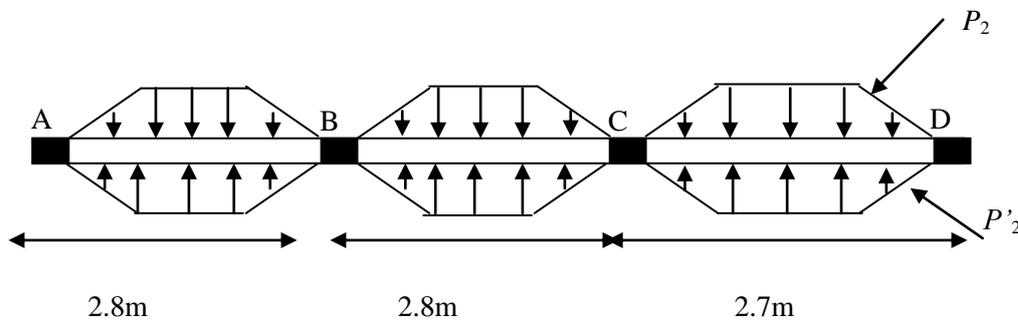


Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales

$$P_2 = P'_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \frac{q_u \times l_x}{2} = \left(1 - \frac{0,71^2}{3}\right) \frac{116.80 \times 2.9}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2 = \left(1 - \frac{0,71^2}{3}\right) 116.80 \times 2.9 = 281.80KN/m$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	2.8	2.8	281.80	318.60	320.67	1.44	763.33
B-C	2.8	2.24	281.80	320.67	255.62	1.01	945.34
C-D	2.7	2.7	281.80	255.62	160.46	0.43	592.19

b.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section b*h en flexion simple.

$h=0.8m; h_0=40cm; b_0=60\text{ cm}; d=72\text{ cm}.$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{410}{10}; \frac{290}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(41;145)$$

Soit : $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 140cm$

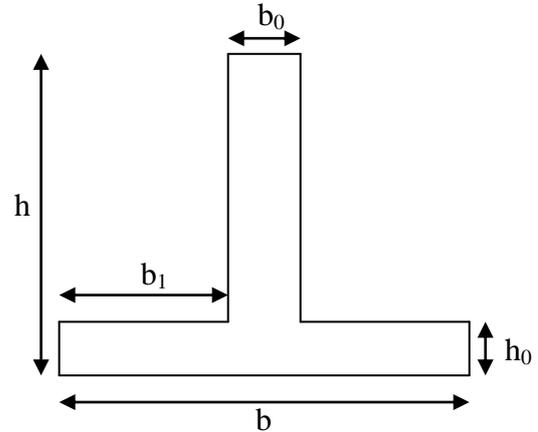


Figure.VI.9.Section à ferrailer

Tableau VI.6.Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$	Choix
X-X	Travée	1112.66	47.08	13.99	47.12	15HA20
	appuis	345.58	14.02	13.99	15.71	5HA20
Y-Y	Travée	945.34	39.67	13.99	41.47	10HA20+5HA16
	appuis	320.67	13.02	13.99	15.71	5HA20

• **Conditions de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 13.99cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

VI.3.1.V\acute{e}rification a L'ELU

a)-V\acute{e}rification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 581.44KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.577MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots v\acute{e}rifie$$

b)-Armatures transversales Béton Armé IUP GCI3 (Article 3.2.1)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.66; 6; 1.6) = 16mm \quad \text{Soit } \phi_t = 12mm.$$

c)-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 : $St = 10cm$

VI.3.2.Vérification à L'ELS**a)-Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$1. \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$2. \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6 MPa$$

Tableau VI.7.Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	Observation
x-x	M_t	317.13	50.30	0.260	0.0229	2.75	82.84	vérifiée
	M_a	259.37	19.73	0.21	0.0157	3.46	140.43	vérifiée
y-y	M_t	264.97	40.25	0.245	0.025	2.58	82.52	vérifiée
	M_a	189.85	19.73	0.211	0.0157	2.53	102.11	vérifiée

VI.3/3) Schéma de ferrailage :

Sens X-X

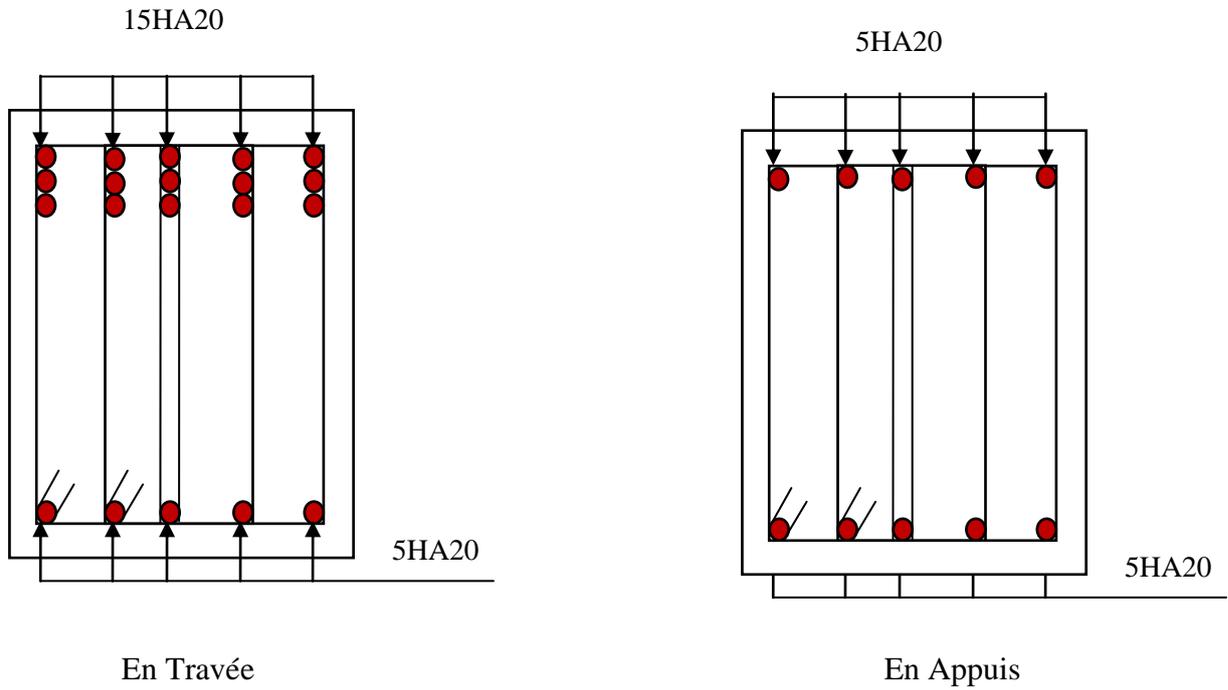


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures sens (x-x')

Sens Y-Y'

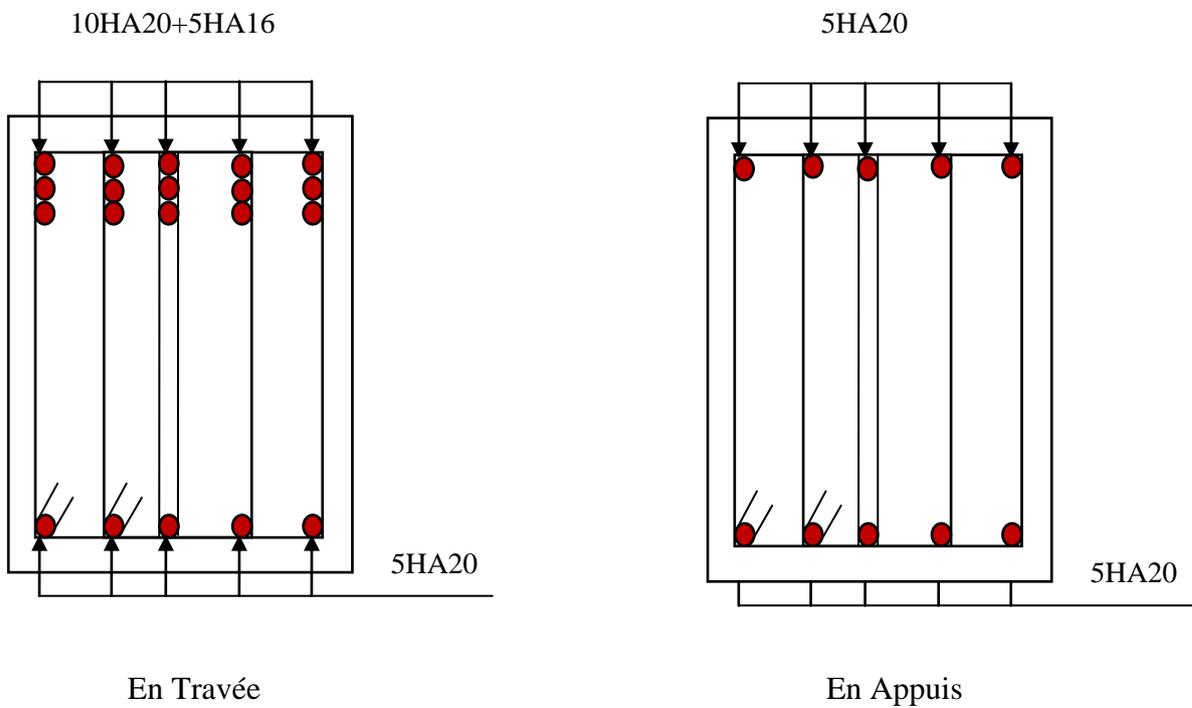


Figure: VI.11. Schéma de ferrailage des nervures sens (y-y')

VI.4. Calcul du voile périphérique :

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir 2 nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les 2 sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 2.37 \text{ m} \\ L = 2.9 \text{ m} \\ e = 15 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \text{ (article 10.1.2 du RPA99 V 2003)} \end{array} \right.$$

b) Caractéristique du sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 11^\circ = 0,192 \text{ rad} \\ \text{Cohésion du sol : } c = 0 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

c) Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique est soumis à :

➤ Poussée des terres :

$$\sigma(G) = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma(G) = 18 \times 0.868 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0,192}{2} \right) = 10.62 \text{ KN/m}^2$$

➤ Surcharges accidentelles : $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma(Q) = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 6.80 \text{ KN/m}^2$$

d) Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

✚ A'ELU :

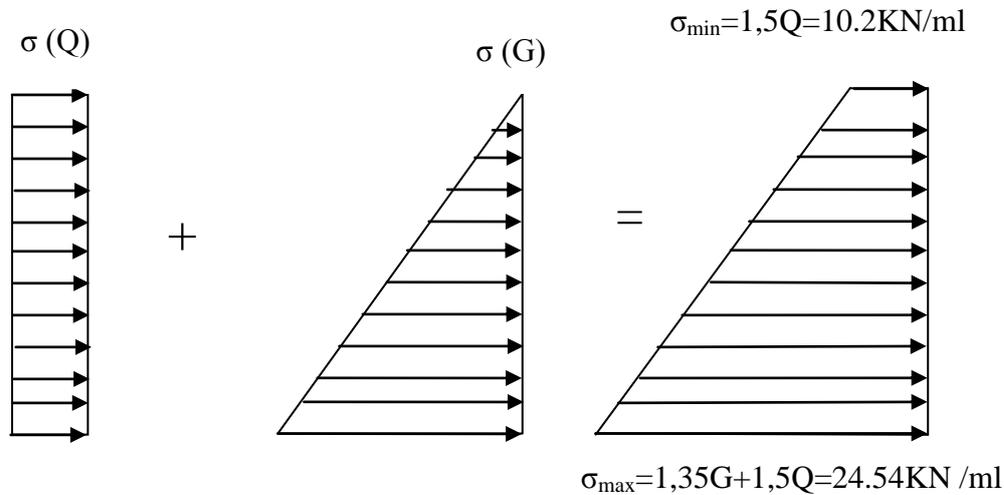


Figure: VI.12: Répartitions des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 24.54 + 10.2}{4} = 20.955 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 20.955 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.81 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 3.94 \text{ KN.m}$$

Moments retenues :

En travée :

$$\text{Sens (x) : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 3.35 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_{0x} = 3.24 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Ferrailage du voile adossé

Sens		M (KN.m)	A (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)	choix
x-x	En travée	5.50	1.23	4.52	25	4HA12
	En appui	3.24	0.72	4.52	25	4HA12
y-y	En travée	3.35	0.75	4.52	25	4HA12
	En appui	3.24	0.72	4.52	25	4HA12

Vérifications à l'ELU :

Les espacements:

Armatures // L_x: St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y: St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Condition de non-fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{C28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

Effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration nuisible})$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{20.955 \times 2.9}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.81}{2})} = 21.63\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{21.63}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.166\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 25.12 + 4}{4} = 19.84\text{KN} / m^2$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \text{ (Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 3.84 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 2.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 3.26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 2.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_{0x} = 1.92 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	3.26	1.63	70.01	Vérifiée
	En appui	1.92	1.04	51.09	Vérifiée
y-y	En travée	2.36	1.18	50.71	Vérifiée
	En appui	1.92	1.04	51.09	Vérifiée

Le schéma de ferrailage

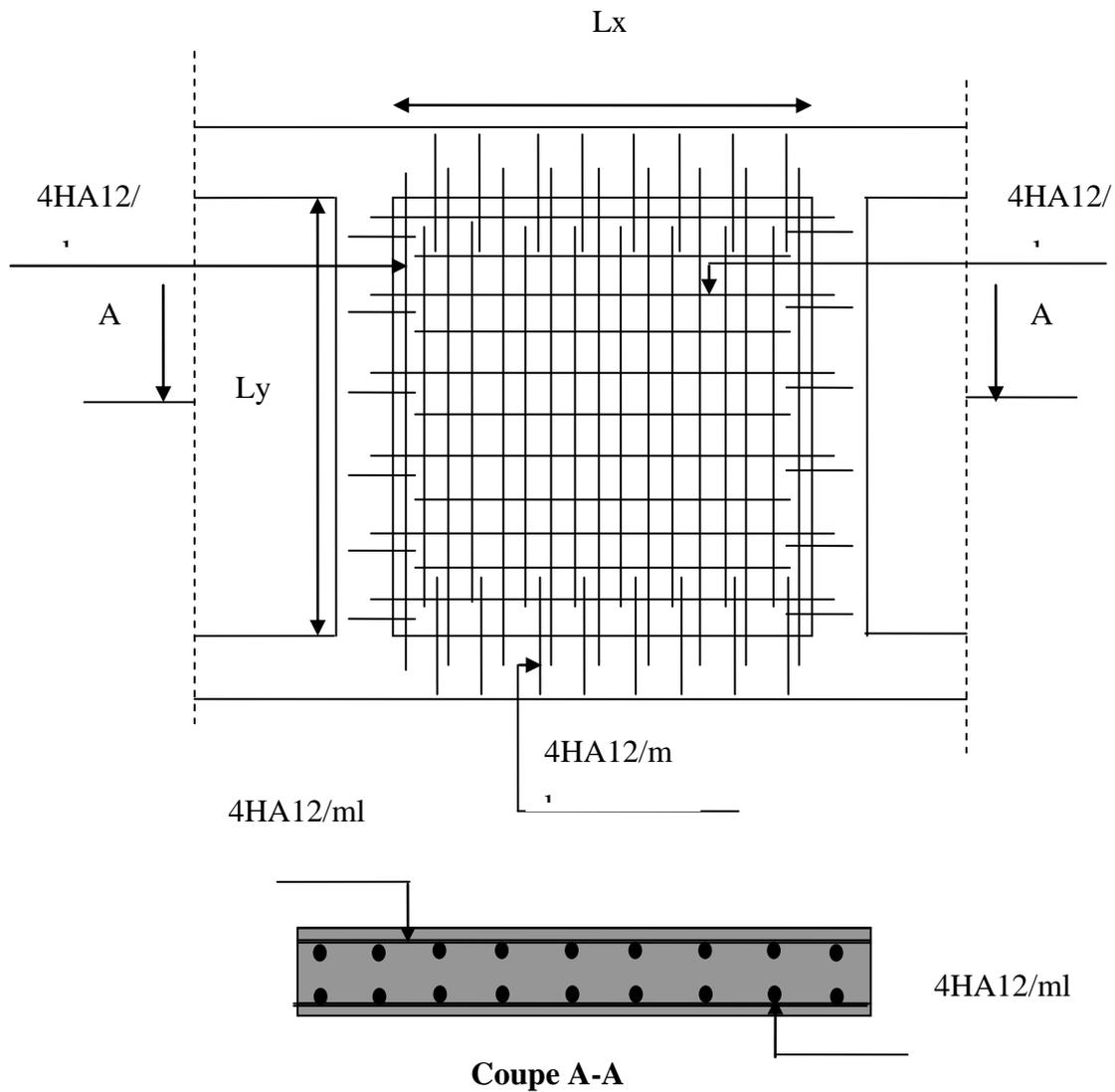


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

CONCLUSION:

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile périphérique est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine délimitée par le système poteau-poutre de la structure. Notre voile périphérique s'est ferrailé avec un ferrailage minimum.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé de (Rez de chaussée + 8 étages), cet ouvrage est réalisé avec le matériau béton Armé.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- 1). Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- 2). Le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau de la cage d'escalier. En effet pour celui de notre projet le plus sollicité est celui où aboutissent plusieurs portées.
- 3). L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- 4). La disposition et les dimensions des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes
- 5). La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales nous a conduits à redimensionner les sections des éléments principaux telle que les poteaux, les poutres. Donc cette vérification est indispensable, car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- 6). La vérification de l'effort normal réduit est importante, car elle justifiée le dimensionnement des poteaux.
- 7). Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).

CONCLUSION GENERALE

8). Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.

9). Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

10). Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix des fondations qui respectent les mesures de préventions et recommandations.

11). Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, l'utilisation du logiciel de calculé ROBOT analysis professionnel dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

1. Jean-pierre mougin, cours de béton arme, Edition Eyrolles, paris, 1992
2. Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
3. M. Belazougui Mohamed, Règles Parasismiques Algériennes, Ministère de l'habitat, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
4. Victor Davidovici, formulaire de béton arme (règles BAEL 91, eurocode 2, règle parasismique 92), Edition du moniteur, paris, 1995.
5. DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
7. les mémoires de fin d'études

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE 2

$$p = 0.9$$

$\frac{y}{L}$ \ $\frac{z}{L}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

ANNEXE 3

Caractéristiques générales

Installation	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31	Alimentation	collective (à source sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture manuelle trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines			
	BO	TO	HO		TRI 220 V	TRI 380 V	FC	DM		PM			
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000

☐ Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autarcisme) (article n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et ses annexes des handicapés circulent en toute liberté.

Il n'est pas possible de citer des valeurs précises, par le caractère d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Solétra national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
5,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30 300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, TD 2 = transmission de traction sans frein. Le passage est calculé suivant le norme CEN 15-100 et CEN 105-1. Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transmission (sans) à traction de traction sans frein.

Annexe 4

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

\emptyset	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Chapitre I

Généralité

Chapitre III
Prédimensionnement
des éléments

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Introduction

Bibliographie

Symboles
et
Notations

Conclusion Générale

Annexes