

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+12+02Sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^{er} Bachioua Hocine
M^{er} Benadda Walid
M^{er} Riah Riad

Promotrice :

M^{me}. Kh. Laoubi

Examineurs :

M^r A.Seghir
M^r L.Ramdani

Promotion 2012-2013

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice M^{ME} KH. LAOUBI son sérieux, sa compétence et ses orientations.

Nous remercions beaucoup RABIA HAMMAR et LOUNES GANNANE.

A la fin, Nous remercions tous les enseignants durant toute notre formation à U.A.M.B.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs : Massinissa, Kherddine, ferial, Fouzia.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

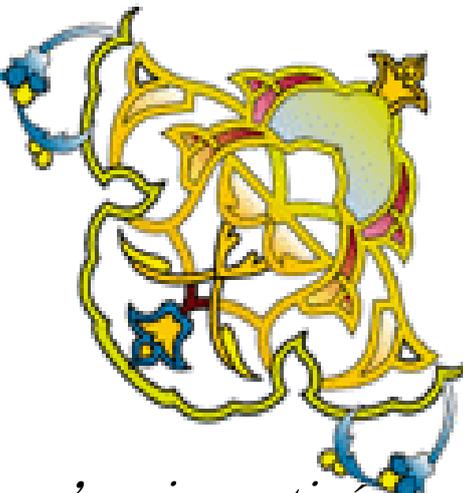
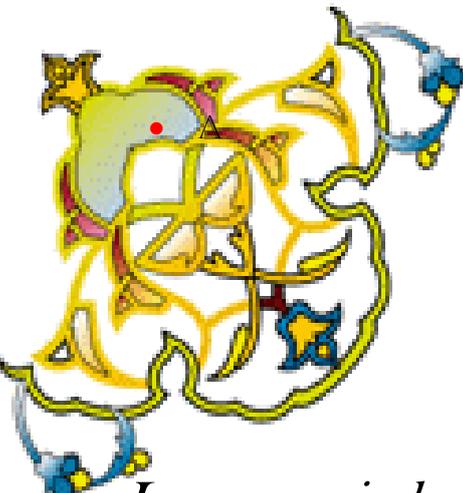
RIAH RIAD

DEDICACES

Je dédie ce lapidaire travail :

- ✓ *A mes chers parents ;*
- ✓ *A mes frères*
- ✓ *A mes chères sœurs*
- ✓ *A tous la famille*
- ✓ *A tous mes amis ;*
- ✓ *A tous mes collègues de l'UAMB.*
- ✓ *A mes binômes Riad and Walid*

Bachoua Hocine



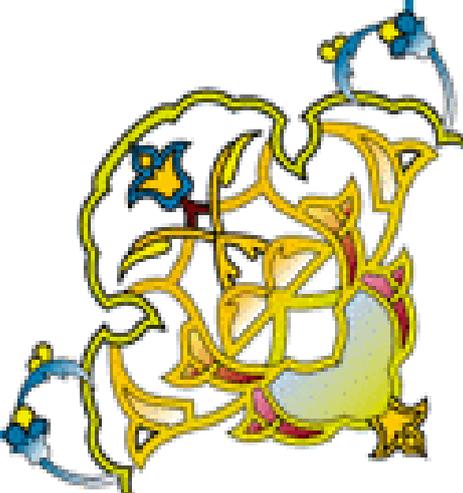
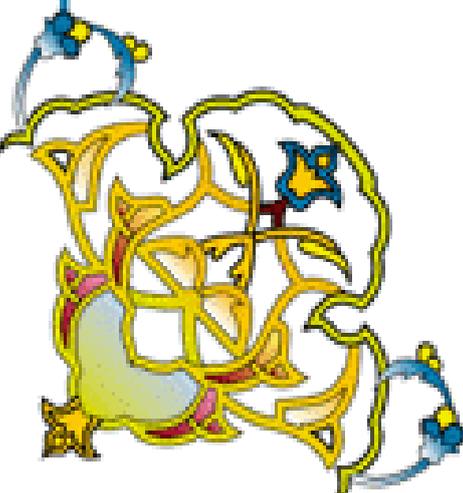
DEDICACES

*Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé
à réaliser ce modeste travail.*

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL À:

- **MA TRÈS CHÈRE MÈRE**
- **MON TRÈS CHER PÈRE**
- A MES SCEURS ET FRÈRES
- A TOUTE MA GRANDE ET PETITE FAMILLE
- A TOUS MES AMIS ET COLLÈGUES
- A TOUS CEUX QUI M'ONT AIDÉ ET ENCOURAGÉ
- A MES BINOMES HOCINE ET RIAD

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر و الصفحات ،
لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والقلب
لن ينساهم



BENADDA WALID

Liste des tableaux

Tableau II.1 Sections préalables des poteaux	23
Tableau II.2 Evaluation des charges sur la terrasse inaccessible	24
Tableau II.3 Evaluation des charges sur le plancher courant	24
Tableau II.4 Evaluation des charges sur le plancher commercial	24
Tableau II.5. Evaluation des charges sur les balcons	25
Tableau II.6 Evaluation des charges de la dalle pleine	25
Tableau II.7 Evaluation des charges du sous-sol 1	25
Tableau II.8 Evaluation des charges du palier	26
Tableau II.9 Evaluation des charges de la première volée (RDC)	26
Tableau II.10 Evaluation des charges sur les volées étages courants	26
Tableau II.11 Evaluation des charges des murs extérieurs	27
Tableau II.12 Poids propres des poteaux	28
Tableau II.13 Descente des charges pour le poteau C2	33
Tableau II.14 Descente des charges pour le poteau B2	38
Tableau II.15 Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau C2	39
Tableau II.16 Résultat de vérification au flambement pour le poteau C2	40
Tableau II.17 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau C2	40
Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles	46
Tableau III.2 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher d'étage inaccessible)	50
Tableau III.3 Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher d'étage inaccessible)	50
Tableau III.4 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher d'étage inaccessible)	50
Tableau III.5 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher d'étage inaccessible)	51
Tableau III.6 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 (Plancher d'étage inaccessible)	51
Tableau III.7 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3(Plancher d'étage inaccessible)	51
Tableau III.8 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1(étage courant)	51
Tableau III.9 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1(étage courant)	52
Tableau III.10 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (étage courant)	52
Tableau III.11 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (étage courant)	52
Tableau III.12 Les sollicitations à ELU, poutrelle type3 (étage courant)	52
Tableau III.13 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3 (étage courant)	53
Tableau III.14 Les sollicitations à ELU, poutrelle type4 (étage courant)	53
Tableau III.15 Les sollicitations à ELS, poutrelle type4 (étage courant)	53
Tableau III.16 Sollicitations maximales des poutrelles à l'ELU	53
Tableau III.17 Sollicitations les maximales des poutrelles à L' ELS	54
Tableau III.18 Les sollicitations les plus défavorables	54
Tableau III.19 Ferrailage des différents types de poutrelles	63
Tableau III.20 Vérification au cisaillement	64
Tableau III.21 Vérification des états limite de compression du béton	64
Tableau III.22 Vérification des états limitent de déformation	65
Tableau III.23 Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	67
Tableau III.24 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (sous-sol 1)	68
Tableau III.25 Calcul de la flèche de la dalle pleine (sous-sol)	70
Tableau III.26 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (RDC)	71
Tableau III.27 Calcul de la flèche de la dalle pleine de (RDC)	72
Tableau III.28 Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis (type3)	73
Tableau III.29 Le ferrailage de la dalle pleine sur 4appuis (type 4)	76
Tableau III.30 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.	79
Tableau III.31 Calcul des armatures principales pour la dalle sur 2 appuis	82
Tableau III.32 Evaluation des charges sur la rampe	84
Tableau III.33 Résultats de ferrailage de la rampe	85

Tableau III.34 Vérification des contraintes à l'ELS	86
Tableau III.35 Chargement qui revient à la poutre brisée	87
Tableau III.36 Les sollicitations sur la poutre brisée	88
Tableau III.37 Résultats de ferrailage de la poutre brisée	88
Tableau III.38 Vérification des contraintes à l'ELS	89
Tableau III.39 Sollicitations sur la volée d'étage courant	90
Tableau III.40 Ferrailage d'escalier type 1	90
Tableau III.41 Ferrailage du palier intermédiaire	92
Tableau III.42 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	95
Tableau III.43 Résultats de ferrailage du palier de repos	99
Tableau III.44 Vérification des contraintes à l'ELS	100
Tableau III.45 Evaluation des charges verticales sur l'acrotère	101
Tableau III.46 Combinaison d'action de l'acrotère	102
Tableau III.47 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur	108
Tableau III.48 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties	109
Tableau III.49 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée	111
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq	117
Tableau IV.2 Poids total de la structure	118
Tableau IV.3 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	123
Tableau IV.4 Vérification sous charges verticales	124
Tableau IV.5 Vérification sous charges horizontales	125
Tableau IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base	126
Tableau IV.7 Vérification des déplacements de la structure	127
Tableau IV.8 Vérification à l'effet $P-\Delta$	128
Tableau IV.9 Vérification de l'effort normal réduit	129
Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99	132
Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux	133
Tableau V.3 Armatures longitudinales des poteaux	136
Tableau V.4 Armatures transversales des poteaux	137
Tableau V.5 Vérification au flambement des poteaux	138
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton	139
Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles	140
Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux	142
Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.	144
Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables	144
Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres	146
Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant	148
Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	148
Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	149
Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux	151
Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres	151
Tableau V.17 Vérification de la zone nodale	152
Tableau V.18 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1=2,3m}$ à tous les niveaux	157
Tableau V.19 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2=3,1}$ à tous les niveaux	158
Tableau V.20 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3=1m}$ à tous les niveaux	158
Tableau V.21 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4=1,6m}$ à tous les niveaux	158
Tableau V.22 Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1=2,1m}$ à tous les niveaux	159
Tableau V.23 Sollicitation maximale dans le voile $v_{y2=1,5m}$ à tous les niveaux.	159
Tableau V.24 Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3=2m}$ à tous les niveaux	159
Tableau V.25 Ferrailage du voile $V_{x1=2,30m}$ à tous les niveaux	165
Tableau V.26 Ferrailage du voile $V_{x2=3,10m}$ à tous les niveaux	165

Tableau V.27 Ferrailage du voile $V_{x3=1m}$ à tous les niveaux	166
Tableau V.28 Ferrailage du voile $V_{x4=1,60m}$ à tous les niveaux	167
Tableau V.29 Ferrailage du voile $V_{y1=2,10m}$ à tous les niveaux	167
Tableau V.30 Ferrailage du voile $V_{y2=1,50m}$ à tous les niveaux	168
Tableau V.31 Ferrailage du voile $V_{y3, 4, 5, 6,7=2m}$ à tous les niveaux	169
Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier	177
Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS	178
Tableau VI.3 Résultats de recalcula de la section d'acier à l'ELS	178
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU)	181
Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS)	181
Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU)	181
Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS)	182
Tableau VI.8 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale	182
Tableau VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale	182
Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	183
Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS	184
Tableau VI.12 Résultats de recalcul des sections d'acier à l'ELS pour les nervures	184
Tableau VI.13 Section des armatures du voile périphérique	187

Liste des figures

Figure I.1	Vue en plan d'étage (RDC)	2
Figure I.2	Diagramme des contraintes-déformation du béton	9
Figure I.3	Diagramme des contraintes –déformation de l'acier	12
Figure II.1	Plancher à corps creux	13
Figure II.2	Vue en coupe d'une poutrelle	14
Figure II.3	Schéma de la disposition des poutrelles	15
Figure II.4	Dalle sur deux appuis	16
Figure II.5	Dalle sur 4 appuis	16
Figure II.6	Dalle sur 3 appuis	16
Figure II.7	Composantes des escaliers	16
Figure II.8	Vue en plan de l'escalier de l'étage courant	17
Figure II.9	Schéma statique de l'escalier d'étage courant	17
Figure II.10	Schéma d'une volée d'étage courant	18
Figure II.11	La vue en plan de l'escalier de RDC	18
Figure II.12	Schéma statique de l'escalier de RDC	18
Figure II.13	Schéma statique d'une volée du RDC	19
Figure II.14	Vue en plan d'une rampe	19
Figure II.15	Cheminement de la rampe	19
Figure II.16	Schéma statique de la rampe	20
Figure II.17	La vue en coupe d'un acrotère	20
Figure II.18	Section brute	23
Figure II.19	Mur extérieur	27
Figure II.20	La surface qui revient au poteau C2	27
Figure II.21	Schéma statique de la descente de la charge	30
Figure II.22	La surface qui revient au poteau B2	34
Figure III.1	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	43
Figure III.2	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de(2) travées	43
Figure III.3	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	43
Figure III.4	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (2) travées	43
Figure III.5	Différents types de poutrelles	45
Figure III.6	Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant)	45
Figure III.7	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	66
Figure III.8	Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (sous-sol)	70
Figure III.9	Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (RDC)	73
Figure III.10	Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis type 3	75
Figure III.11	Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis type 4	78
Figure III.12	Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis)	81
Figure III.13	Schéma statique de la dalle sur 2 appuis	82
Figure III.14	Coupe transversale du ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	84
Figure III.15	Schéma statique de la rampe	84
Figure III.16	Coupe transversale du ferrailage de la rampe	86
Figure III.17	Schéma statique de la poutre brisée	87
Figure III.18	Coupe transversale du ferrailage de la poutre brisée	89
Figure III.19	Schéma d'une volée d'étage courant	90
Figure III.20	Disposition des armatures dans la paillasse	92
Figure III.21	Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	94
Figure III.22	Schéma statique de la poutre palière	94
Figure III.23	Schéma de ferrailage de la poutre palière	98
Figure III.24	Palier de repos de RDC	98
Figure III.25	Coupe transversale en appui	100
Figure III.26	Coupe transversale de l'acrotère	101

Figure III.27	Schéma de ferrailage de l'acrotère	106
Figure III.28	Schéma statique et concept d'ascenseur	107
Figure III.29	Cage d'ascenseur	108
Figure III.30	Schéma représentant la surface d'impact	110
Figure III.31	Ferrailage de la dalle d'ascenseur	113
Figure IV.1	Spectre de réponse	120
Figure IV.2	Disposition des voiles	121
Figure IV.3	1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)	121
Figure IV.4	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)	122
Figure IV.5	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	122
Figure V.1	Zone nodale	132
Figure V.2	Disposition des armatures des poteaux	141
Figure V.3	2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	144
Figure V.4	Les moments dans la zone nodale	150
Figure V.5	Disposition constructive des armateurs dans les poutres	153
Figure V.6	Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux	154
Figure V.7	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux	154
Figure V.8	Disposition des armatures dans les voiles	156
Figure V.9	Schéma de répartition des voiles	157
Figure V.10	Schéma d'un voile pleine	160
Figure V.11	Schéma de ferrailage du voile V_{y1}	169
Figure VI.1	Semelle isolée	172
Figure VI.2	Semelles filantes	172
Figure VI.3	Dimensions du radier	173
Figure VI.4	Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	174
Figure VI.5	Dalle sur quatre appuis	176
Figure VI.6	Schéma de ferrailage du radier	179
Figure VI.7	Schéma de rupture de dalle du radier	180
Figure VI.8	Sollicitations sur les nervures principales	180
Figure VI.9	Sollicitations sur les nervures secondaires	181
Figure VI.10	Section a ferrailé	182
Figure VI.11	Schéma de ferrailage des nervures	185
Figure VI.12	Répartition des contraintes sur le voile périphérique	186
Figure VI.13	Panneau le plus sollicité	186
Figure VI.14	Schéma de ferrailage du voile périphérique	189

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

Introduction	2
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2 Règlement et normes utilisés	5
I.3 Etats limites de calculs.....	5
I.4 Actions et sollicitations de calcul.....	6
I.5 caractéristiques des matériaux utilisés	7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction	13
II.1 Pré dimensionnement des éléments.....	13
II.2 Evaluation des charges et surcharges	24
II.3 Descente de charge pour le poteau (C2).....	27
II.4 Descente de charge pour le poteau (B2).....	34
Conclusion	41

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction	42
III.1 Etude des planchers.....	42
III.2 Etude de la rampe.....	84
III.3 Etude des escaliers	90
III.4 Etude de l'acrotère	101
III.5 Etude de l'ascenseur	107
Conclusion.....	113

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	114
IV.1 Objectifs et exigences	114
IV.2 Méthodes de calcul.....	114
IV.3 Analyse sismique de la structure.....	115
Conclusion.....	130

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Introduction	131
V.1 Etude des Poteaux	131
V.2 Etude des Poutres	143
V.3 Etude des Voiles	155
Conclusion.....	170

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction.....	171
VI.1 Etude des fondations.....	171
VI.2 Etude du voile périphérique.....	185
Conclusion.....	189

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Introduction Générale

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement
des éléments

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Etude des éléments principaux

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Les Plans

Introduction générale

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.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en (R+12+2sous sols) implanté à Sétif qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leu comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

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

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

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant notre projet de fin d'étude est un bâtiment de $R+12+2$ sous-sols (**Bloc A**), dont le rez-de chaussée à usage commercial, les deux sous-sols a usage parking et les autres étages a usage d'habitations (logements en $F3$ et $F4$). Il est implanté dans la ville de Sétif, qui est classée par le *RPA 99/version 2003* comme zone de moyenne sismicité (*II.a*), cette ouvrage est de moyenne importance donc il est appartient au groupe d'usage 2, le site est considéré comme ferme ($S2$) dont la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$.

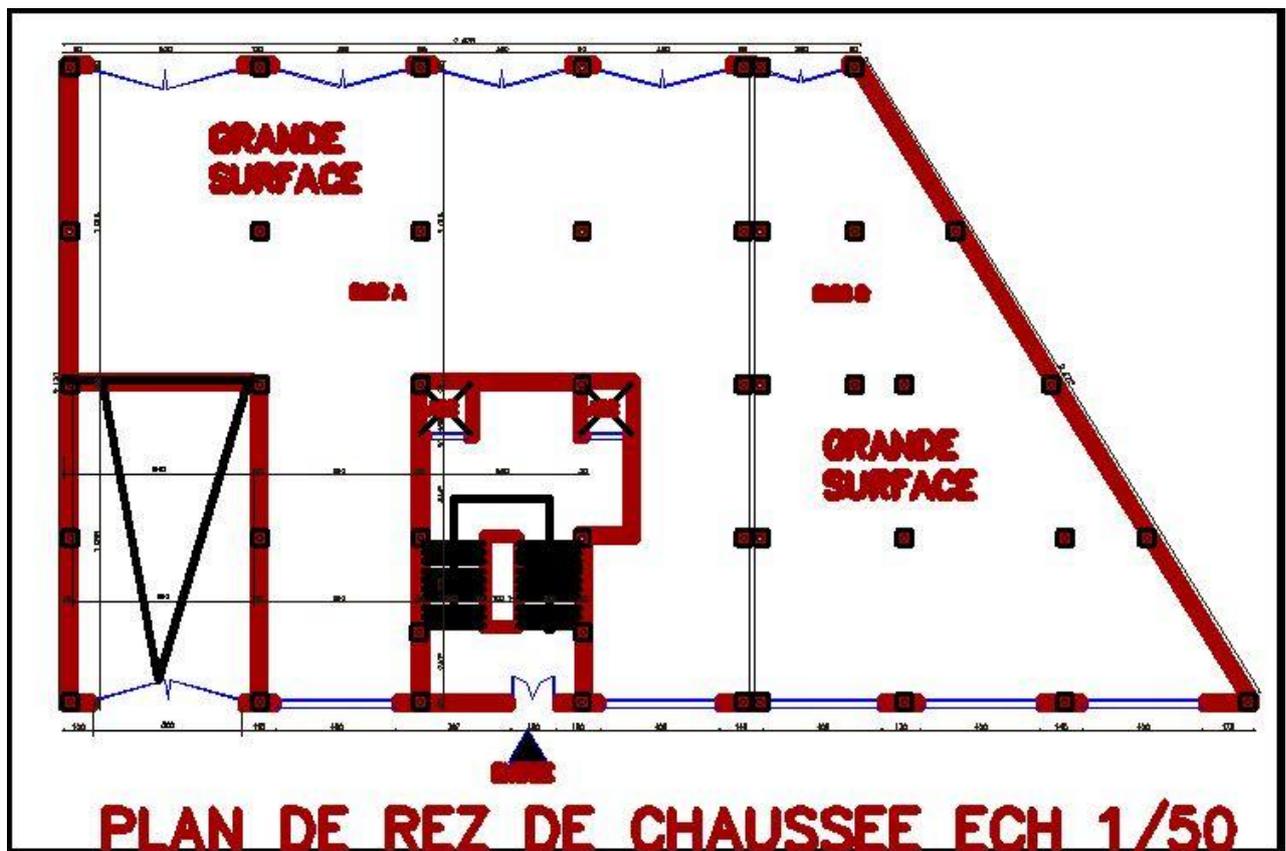


Figure I.1 Vue en plan d'étage RDC

I.1.1 Caractéristiques de la structure

➤ Largeur en plan.....	21,30m.
➤ La longueur en plan	22,00m.
➤ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère et les deux sous-sols)	41,72m.
➤ Hauteur de sous-sol1	2,90 m.
➤ Hauteur de sous-sol2	2,90 m.
➤ Hauteur de RDC	5,00m.
➤ Hauteur d'étage courant	3,06m.

I.1.2 Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-a) du *RPA99/Version 2003* qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone *Ila*, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

I.1.3 Les éléments de l'ouvrage

I.1.3.1 Les éléments structuraux

- **Les poutres :** Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré- dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- **Les poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **Les voiles :** Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.1.3.2 Les éléments secondaires

- **Les planchers :** ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - a) Les planchers en corps creux :** pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
 - b) Les planchers en dalles pleines :** Ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les deux sous-sols, le RDC ainsi que les balcons, les paliers des escaliers seront réalisés en dalle pleine.

- **La cage d'escalier** : elle permet l'accès du RDC jusqu'au dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire sauf le RDC qui possède trois volées.
- **La rampe** :est une pente elle permet l'accès aux véhicules légers vers les deux sous-sols elle sera réalisée en dalle pleine.
- **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- **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 à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.1.3.3 Les éléments de remplissages

- **La maçonnerie**

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

- **Les revêtements**

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- ✓ du carrelage de 2cm pour les planchers courants ;
- ✓ de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- ✓ de mortier pour les murs de façade.

I.1.3.4 L'infrastructure

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

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

En se basant sur l'article (10.1.2) du RPA99V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...)

et le niveau de base. D'où nécessité d'un voile périphérique pour le cas des deux sous-sols vu la poussée des terres.

I.2 Règlements et normes utilisés

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

- Règlement parasismique algérien (*RPA 99 /version 2003*) ;
- Code de béton armé (*CBA 93*) ;
- Document technique réglementaire (*DTR B.C.2.2*) ;
- Béton armé aux états limites (*BAEL91/modifiées 99*).

I.3 Etats limites de calculs

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on cite trois cas :

- L'équilibre statique ;
- De stabilité de forme (le flambement) ;
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

• Hypothèse de calcul à l'ELU

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$✓ \text{ en flexion} \rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$✓ \text{ en compression simple} \rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- Les déformations des éléments (flèche).
- Ouverture des fissures (acier).
- Valeurs de la compression du béton

• Hypothèse de calcul à l'E.L.S

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.4 Actions et sollicitations de calcul

I.4.1 Les Actions

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

a) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure ;
- Le poids des revêtements et cloisons ;
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

b) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution ;
- Effet de la température ;
- Charges climatiques (vent, neige) ;
- Charge non permanente appliquées au cours de l'exécution.

c) Les Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosions, Séismes, Chocs, ...

I.4.2 Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

• Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance

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 $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur.

▪ **Combinaisons fondamentales** (Art A.3.3.21 BAEL91)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

Expression dans laquelle γ_{Q1} vau 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants :

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

✓ **Situations accidentelles**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle.

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

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

• **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS**

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare

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

▪ **Combinaisons d'actions données par le RPA 99V2003**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments ; on utilise les combinaisons suivantes :

✓ **Situations durables**

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

✓ **Situations accidentelles**

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 G \pm E \quad ; \quad G + Q \pm 1,2 E \text{ (pour les structures auto- stables).}$$

I.5 Caractéristique des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règle de conception et de calcul des structures en béton armée (CBA 93 article A.2 .1.1) les règlements en vigueur en Algérie.

I.5.1 Le Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de

l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.5.1.1 Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...).

La composition pour un mètre cube (1m^3) de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA 325 ;
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm ;
- 800 litres de gravier de diamètre 3/8 et 15 / 25mm ;
- 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5.

I.5.1.2 Caractéristiques du béton

1) Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \text{ (j} \leq 28\text{jours)} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \text{ (j} > 28\text{jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

2) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de (j) jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} < 60\text{MPa} \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

Comme $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

3) Contrainte limite à l'ELU

$$\text{La contrainte en compression est donnée par : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.3.4)}$$

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

4) Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

CBA93 (Art. A.4.5.2)

5) Diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

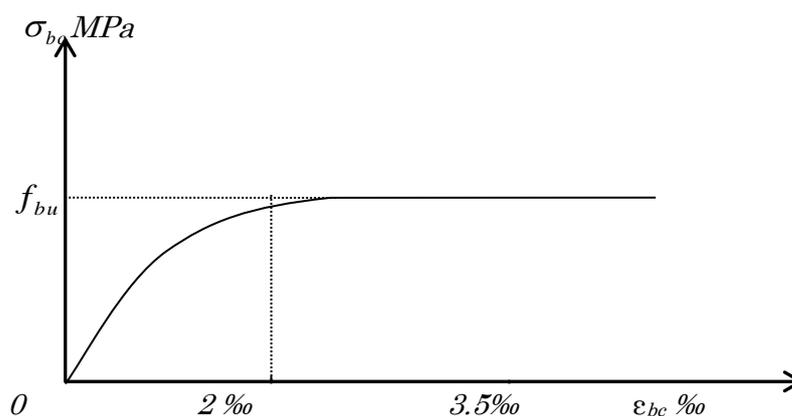


Figure. I.2 Diagramme contraintes-déformation.

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

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

3,5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } : 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\% \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 \times 103 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\% \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}.$$

6) Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art.A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ CBA93 (Art. A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

7) Module de déformation transversale G

$$\text{Est donnée par : } G = E/2 (1 + \nu)$$

8) Coefficient de Poisson ν

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} = \begin{cases} 0.2 \text{ à L'ELS} \\ 0 \text{ à L'ELU} \end{cases} \quad \text{CBA93(Art A.2.1.3)}$$

9) Contraintes admissibles de cisaillement

B.A.E.L.91(Art.A.5.1.2.11)

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 4,34\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : } \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ 3,26\text{MPa} & \text{en situation accidentelle(S.A)} \end{cases}$$

I.5.2 L'Acier

I.5.2.1 Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.5.2.2 Différents types d'aciers

➤ Les ronds lisses (R.L)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e = 215MPa$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330$ à $490MPa$ (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235MPa$
- $f_u = 410$ à $490MPa$.

➤ Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400MPa$;
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348MPa$;
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$;
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5MPa$.

➤ Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- * TL50 ($\phi > 6mm$) ; $f_e = 500MPa$.
- * TL52 ($\phi \leq 6mm$) ; $f_e = 520MPa$.

I.5.2.3 Diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

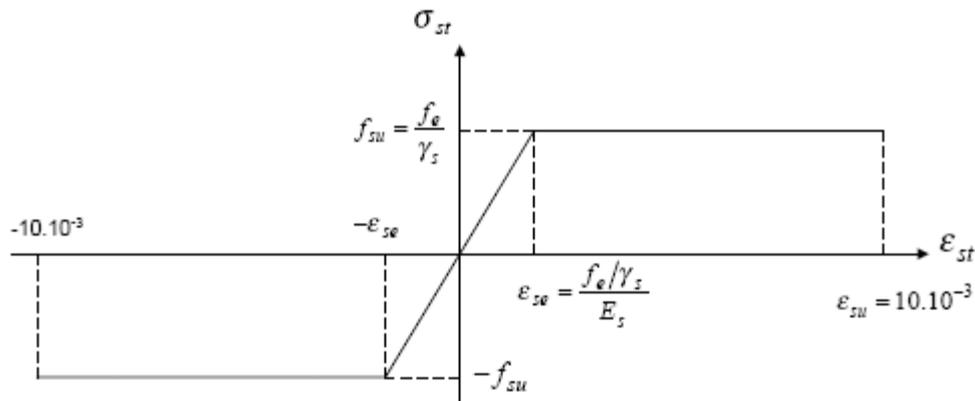


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

I.5.2.4 Contrainte limite des aciers

- **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : ε_s : $\frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

- **Etat limite de service (E.L.S)**

✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5.)}$$

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Art. A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- * $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- * $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- * $\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Introduction

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux: Poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99 révisé 2003*, le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II. 1 Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 Eléments secondaires

1. Les planchers

1.a Plancher à corps creux

Ce types de plancher se trouve au niveau de tous les étages sauf les deux sous-sols et étage commercial.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du *CBA 93* Suivant :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec : L_{\max} : Travée maximale des poutrelles entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{510}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 22,66 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur : $h_t = 24 \text{ cm}$

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

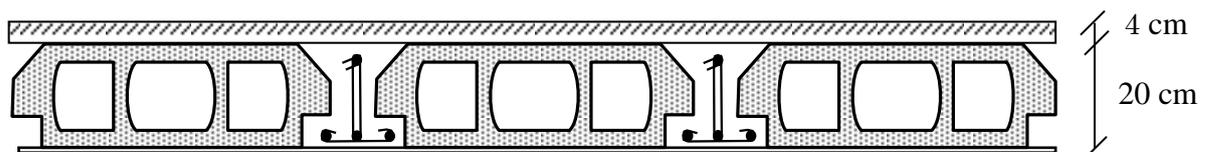


Figure II.1 Planché à corps creux.

- Poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). dans cette structure les poutrelles sont disposés selon le deuxième critère comme ce indiquée sur la (figure II .3).

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale a : $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 24cm$

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

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

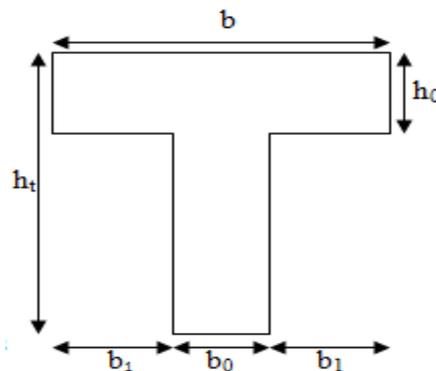


Figure II.2 Vue en coupe d'une poutrelle

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis ($L_y = 510cm$).

L_x : est la distance entre nus de deux poutrelles successive ($L_x = 55cm$).

La valeur de b_0 est prise entre $8cm$ et $12cm$.

On prend $b_0 = 10cm$.

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{510}{10}\right) \right] + 10 \Rightarrow b \leq 65cm$$

D'où la largeur de la table de compression est prise égale à : $b = 65cm$.

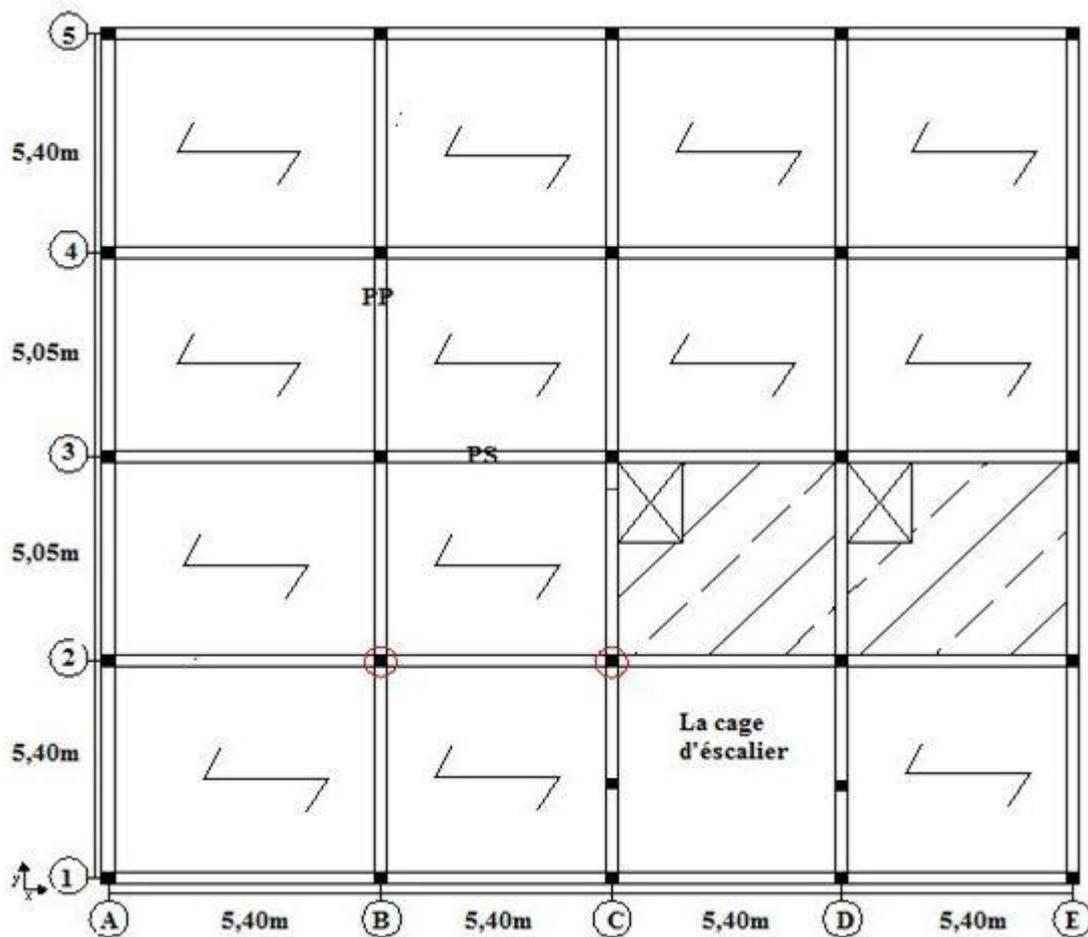


Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles

1.b Plancher à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance à la flexion**

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour ($\rho \leq 0,4$).
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour ($\rho > 0,4$)

Avec : ($\rho = \frac{L_x}{L_y}$)

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- **Résistance au feu**

- * $e = 7cm$ pour une heure de coupe-feu.
- * $e = 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.
- * $e = 17.5cm$ pour quatre heures de coupe-feu.

(CBA93).

- **Isolation phonique : $e \geq 13cm$**

Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine.

*** Dalle sur 2 appuis (balcon)**

On a : $L_x = 1,50 \text{ m}$; $L_y = 5,10 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{150}{35} < e < \frac{150}{30}$$

$$4,28 \text{ cm} < e < 5 \text{ cm}.$$

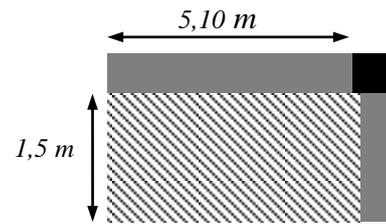


Figure II.4 Dalle sur 2 appuis.

*** Dalle sur 4 appuis**

On a : $L_x = 5,10 \text{ m}$; $L_y = 5,10 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{510}{45} < e < \frac{510}{40}$$

$$11,33 \text{ cm} < e < 12,75 \text{ cm}.$$

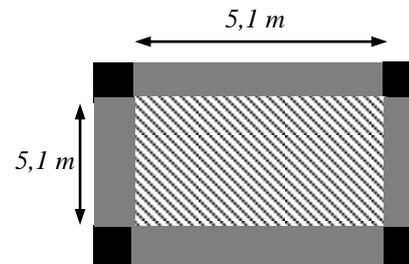


Figure II.5 Dalle sur 4 appuis.

*** Dalle sur 3 appuis**

On a : $L_x = 1,5 \text{ m}$; $L_y = 5,10 \text{ m}$.

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{150}{45} < e < \frac{150}{40}$$

$$4,28 \text{ cm} < e < 5 \text{ cm}.$$

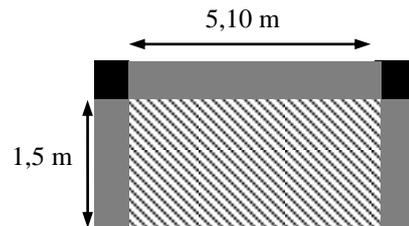


Figure II.6 Dalle sur 3 appuis.

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 14\text{cm}$.

2. Les escaliers

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

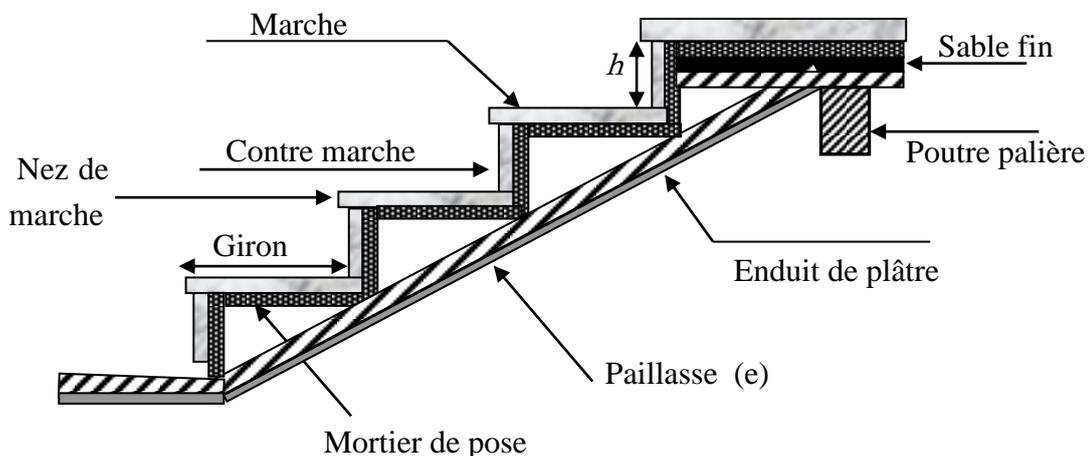


Figure II.7 Composantes des escaliers.

• **Terminologie**

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches et contremarches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

• **Pré dimensionnement des escaliers**

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

- la hauteur *h* des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur *g* se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$ (1)

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : *n* - 1 : Nombre de marches ; *L* : Longueur de la volée.
n : Nombre de contre marches ; *H* : La hauteur de la volée.

- **Type 1 (étage courant) : escalier droit à 2 volées.**

L'escalier est composé de 2 volées identiques donc le calcul sera effectué pour une seule volée.

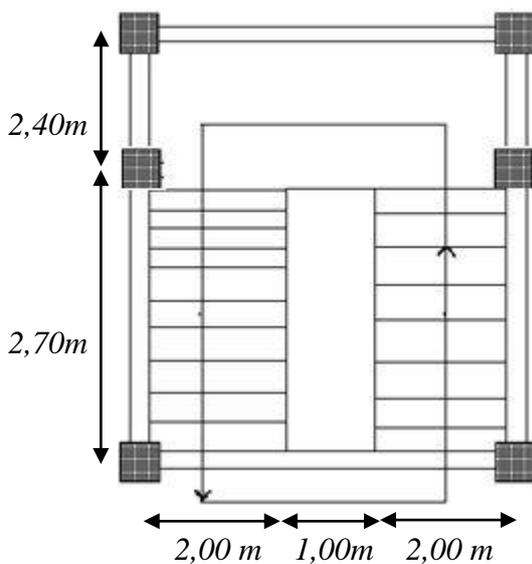


Figure II.8 Vue en plan de l'escalier d'étage courant.

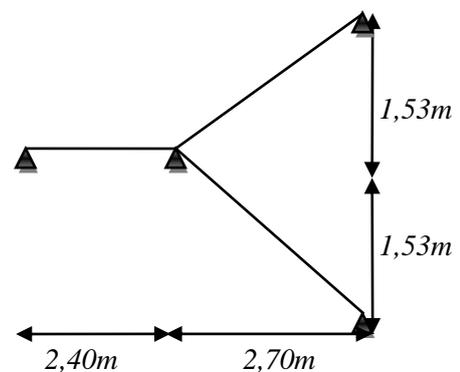


Figure II.9 Schéma statique de d'escalier d'étage courant.

▪ **Calcul du nombre de marches et de contre marches**

On a : $L_0 = 270cm$; $H = 153cm$.

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

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 270)n + 2 \times 153 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 640n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

▪ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{8} = 33,75 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche est } g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche est } h = 17cm.$$

- **Inclinaison de la pailasse** : $\text{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,70} \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$.

- **Epaisseur de la pailasse et le palier intermédiaire**

L'escalier est reposé sur deux appuis parallèles, donc leur pré dimension est :

$$L_v = \sqrt{(1,53)^2 + (2,70)^2} = 3,10 \text{ m}$$

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 10,33cm \leq e \leq 15,5cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 14cm$.

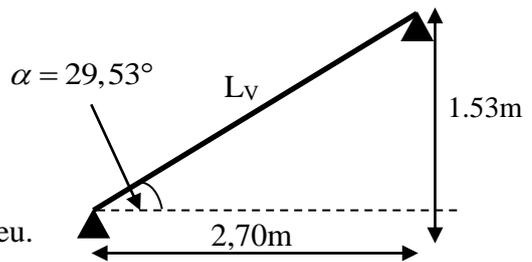


Figure II.10 Schéma d'une volée d'étage courant.

- **Type 2 (RDC) : escalier droit à 3 volées**

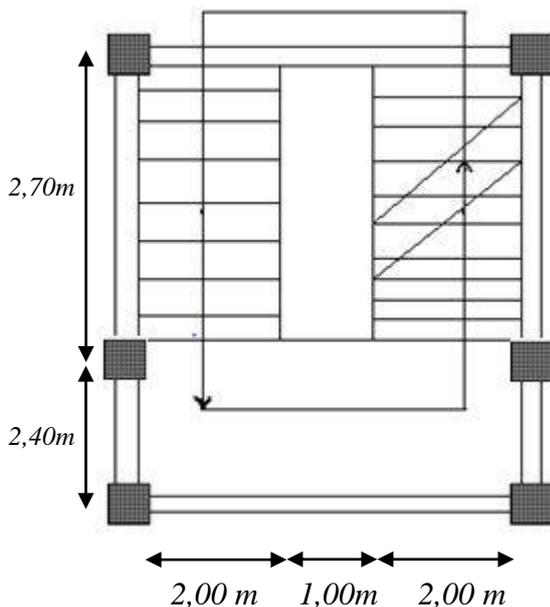


Figure II.11 Vue en plan de l'escalier de RDC.

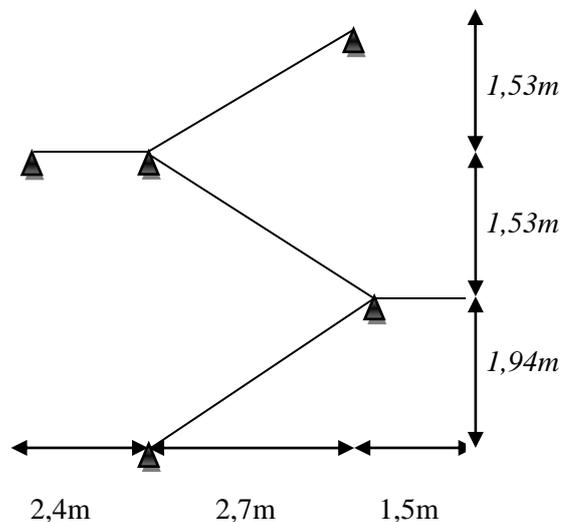


Figure II.12 Schéma statique d'escalier de RDC.

▪ **Calcul du nombre de marche et de contre marche pour la première volée :**

On a: $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 194 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 194 + 270)n + 2 \times 194 = 0$$

$$64n^2 - 722n + 388 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est : $n = 12$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 11$.

▪ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{11} \approx 25 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 25 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{194}{12} \approx 16 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 16 \text{ cm.}$$

Inclinaison de la pailasse : $\text{tg} \alpha = \frac{194}{270} \Rightarrow \alpha = 35,69^\circ$.

$$L_v = \sqrt{(1,94)^2 + (2,70)^2} = 3,32 \text{ m}$$

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 11,06 \text{ cm} \leq e \leq 16,6 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

- Les deux autres volées ont les mêmes dimensions que les volée d'étages courants.

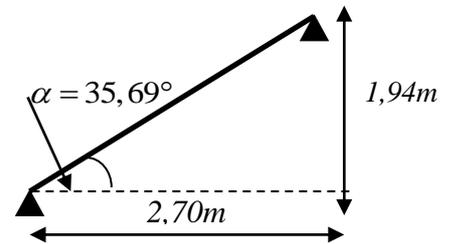


Figure II.13 Schéma statique de la première

Volée de RDC

3. La rampe (pente du sous sol).

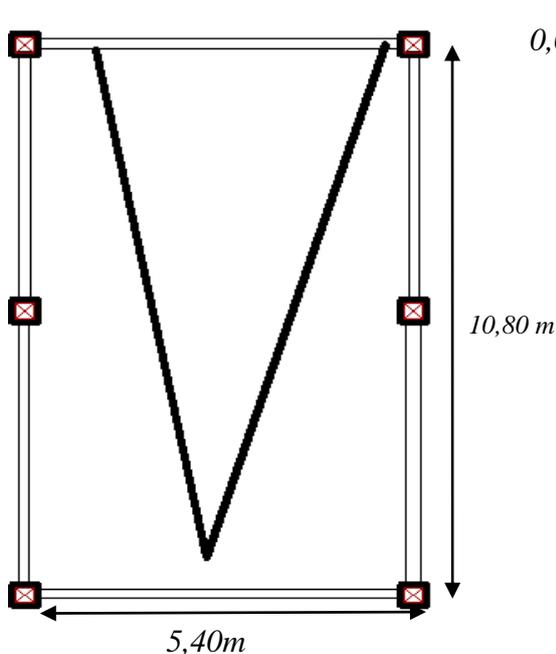


Figure II.14 Vue en plan d'une rampe

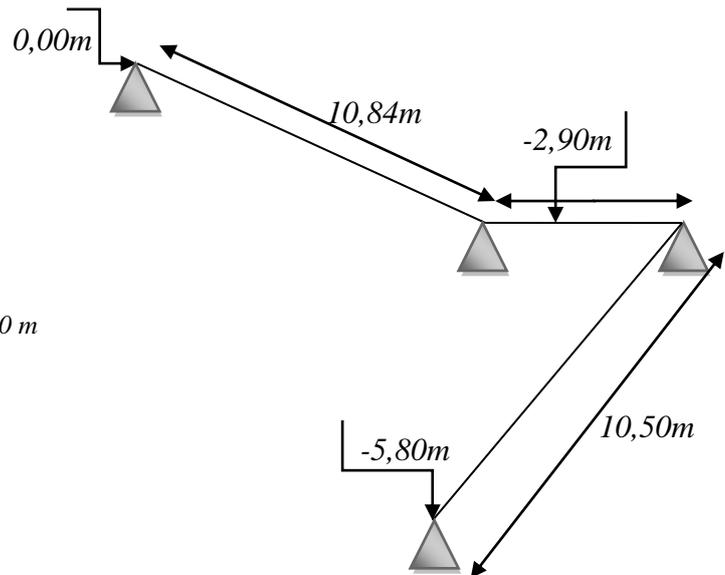


Figure II.15 Cheminement de la rampe

La longueur de la rampe

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$\Rightarrow L = \sqrt{(10,45)^2 + (2,9)^2} = 10,84m$$

$$\text{Inclinaison de la rampe : } \operatorname{tg}\alpha = \frac{290}{1045} \Rightarrow \alpha = 15,50^\circ.$$

La rampe est encastree dans les poutres brisée comme indiquée sur la (figure II.16) .

■ Pré dimensionnement

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} : L_x = 5,10 m, L_y = 10,84m$$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{510}{45} < e < \frac{510}{40}$$

$$11,33 cm < e < 12,75 cm \Leftrightarrow e = 12,75cm.$$

Pour deux heures de coupe-feu on a : $e = 11 cm$

Soit : $e = 14 cm$.

4. Acrotère de la terrasse inaccessible

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architectures, la surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,08) \times 0,1 / (2) = 0,069m^2.$$

Le poids propre: $p = 0,069 \times 25 = 1,725 kN/ml$.

Enduit de ciment intérieur: $0,015 \times 18 \times 0,882 = 0,238 kN/ml$.

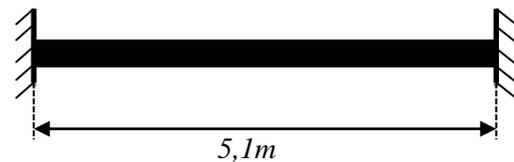


Figure II.16 Schéma statique de la rampe.

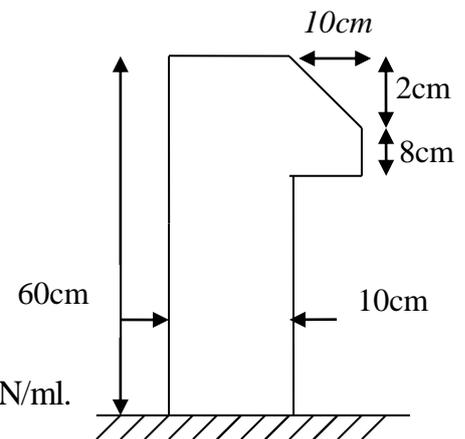


Figure II.17 Vue en plan d'un acrotère.

Enduit de ciment intérieur: $0,02 \times 18 \times 0,6 = 0,216kN/ml$.

G_{acro}	2,179 KN/m
Q_{acro}	1,00 KN/m

II.1.2 éléments structuraux

1. Les poutres

1.a Les poutres principales [P.P]

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le *BAEL 91* leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

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

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{\max} = 540 - 40 = 500\text{cm} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 50\text{cm}$$

On prend $h_{pp} = 45 \text{ cm}$.

On adopte une hauteur (h_{pp}) égale à 45cm.

La largeur (b) est comprise entre (0,4 à 0,8) h_{pp} , soit $b = 35\text{cm}$.

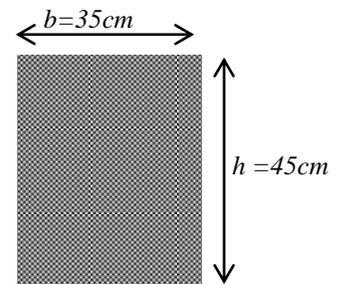
Donc adopte pour une section rectangulaire ($b_{pp} \times h_{pp}$) = (35×45) cm^2 .

Vérification des exigences du *RPA* :

$$b_{pp} = 35 > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

$$h_{pp} = 45 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

$$\frac{1}{4} < \left(\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = 1.33 \right) < 4 \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$



(*RPA 99 version 2003 Art .7.5.1*)

1.b Les poutres secondaires [P. S]

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la condition suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$

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

h_{PS} : Hauteur de la poutre secondaire.

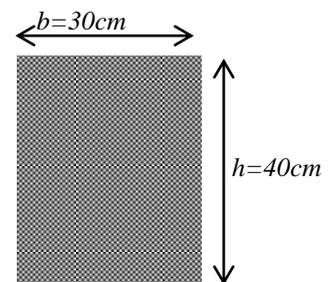
$$L_{\max} = 540 - 40 = 500\text{cm} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{500}{10}$$

$$\Rightarrow 33,33\text{cm} \leq h_{PS} \leq 50\text{cm}$$

On prend : $h_{PS} = 40 \text{ cm}$.

La largeur (b) est comprise entre (0,4 à 0,8) h_{pp} , soit $b = 30\text{cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire ($b_{PS} \times h_{PS}$) = (30 × 40) cm^2 .



- Vérification des exigences du RPA

$$b_{PS} = 30 > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

$$h_{PS} = 35 > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)

$$\frac{1}{4} < \frac{h_{PS}}{b_{PS}} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

2. Les voiles de contreventement

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99V2003 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{RPA 99V 2003 (Article 7.7.1)}$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage ; e : épaisseur du voile.

- Pour le sous-sol 1,2 : $h_e = 290 - 14 = 276\text{cm} \Rightarrow e \geq 13,8 \text{ cm}$

- Pour le RDC : $h_e = 500 - 24 = 476\text{cm} \Rightarrow e \geq 23,8 \text{ cm}$

- Pour les étages courants : $h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 14,1 \text{ cm}$

Conclusion partielle

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs sont comme suit :

- $e = 24\text{cm}$ pour le RDC et les deux sous-sols.
- $e = 20\text{cm}$ pour le 1^{er} étage.
- $e = 15\text{cm}$ pour les autres étages.

3. Les poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le pré dimensionnements des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

- Vérification de la condition de résistance

$$\text{On a: } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20\text{MPa}$$

Avec : B : la section du poteau

σ_{bc} : La contrainte de compression à l'ELU

- **Vérification au flambement**

D'après le CBA 93(Article B.8.2.1) on doit vérifier l'effort normal ultime :

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

α : Coefficient tenant compte de l'élançement avec :

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

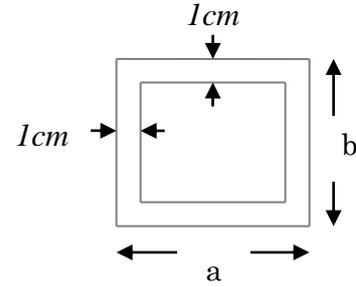


Figure II.18 Section brute

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 \text{ : la longueur de flambement.}$$

$$i \text{ : Rayon de giration } \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$As \geq 0.8\% \times Br. \quad \text{On prend } As = 1\% \times Br \quad ; \quad Br = (a-2) \times (b-2)$$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7.4.2)}$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$.

- **Vérification vis-à-vis du RPA**

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les exigences du (RPA99v2003 l'article 7.4.1):

- * $\min(b, h) \geq 25\text{cm.}$
- * $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$
- * $0.25 < \frac{b}{h} < 4.$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies comme suite.

Etages	les deux Sous-sol	R.D.C	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}
Section (b×h) cm ²	60x65	60x65	55x60	50x55	45x50	35x40

Tableau II.1 Sections préalables des poteaux.

II.2 Evaluation des charges et les surcharges

II.2.1 Plancher corps creux

a. Plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillons roulé de protection	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (2%)	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
	Plancher à corps creux	(20+4)	/	3,2

G _{terr}	6,88KN/m ²
Q _{terr}	1,00 KN/m ²

Tableau II.2 Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.

b. Plancher des étages courants

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (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 plâtre	2	10	0,20
	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,2
	Cloison de séparation	10	9	0,9

G _{cour}	5,46KN/m ²
Q _{cour}	1,50 KN/m ²

Tableau II.3 Évaluation des charges sur le plancher courant.

II.2.2 Dalle pleine

a. Plancher d'étage commercial

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (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 pleine	14	/	3,5
	Cloison de séparation	10	9	0,9

G _{comm}	5,92KN/m ²
Q _{comm}	5,00 KN/m ²

Tableau II.4 Évaluation des charges sur le plancher commercial.

b. les Balcons

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ³)
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	1	18	0,18
	Dalle pleine	14	25	3,5
	Garde-corps	/	/	1

G _{balc}	5,84KN/m ²
Q _{balc}	3,50 KN/m ²

*Tableau II.5 Évaluation des charges sur les balcons***c. Dalle pleine autour de l'ascenseur**

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (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	1	18	0,18
	Dalle pleine	14	25	3,5

G _{balc}	4,84KN/m ²
Q _{balc}	2,50 KN/m ²

*Tableau II.6 Évaluation des charges de la dalle pleine.***d. Plancher du sous-sol (parkings)**

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Chape en béton	6	22	1,32
2	Enduit en ciment	1	18	0,18
	Dalle pleine	14	25	3,5

G _{soussoll}	5,00KN/m ²
Q _{soussoll}	4,55 KN/m ²

*Tableau II.7 Évaluation des charges du sous-sol 1.***Remarque**

La construction faite partie des ouvrages types garages et parcs de stationnement de voiture légères, le DTR.B.C.2.2 fixe une valeur de charge d'exploitation.

Q=2,5 KN/m² qui tient compte des effets dynamiques dus au déplacement des véhicules. Néanmoins il faut considérer le phénomène d'amplification dynamique qui est due à la période propre de l'ouvrage.

II.2. 3 Les escaliers

a. Palier

Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit ciment	2	18	0,36

G _{palier}	5,02 KN/m ²
Q _{palier}	2,50 KN/m ²

Tableau II.8 Évaluation des charges du palier.

b. pour la première volée du RDC

	Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Paillasse	14	25/(cos α)	5,23
5	Gardes corps	/	/	0,6
6	Marches	16/2	22	1,76
7	Enduit ciment	2	18	0,36

G _{volée}	8,18KN/m ²
Q _{volée}	2,50 KN/m ²

Tableau II.9 Évaluation des charges de la première volée (RDC).

c. Les volées des étages courants

	Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Paillasse	14	25/(cos α)	4,88
5	Gardes corps	/	/	0,6
6	Marches	17/2	22	1,87
7	Enduit ciment	2	18	0,36

G _{volée}	8,01KN/m ²
Q _{volée}	2,50 KN/m ²

Tableau II.10 Évaluation des charges sur les volées étages courants.

II.2.4 Murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
brique creuse	15	8,66	1,3
brique creuse	10	9	0,9
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Enduit de ciment	2	18	0,36

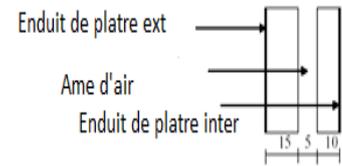


Figure II.19 Mur extérieur

G_{mac}	2,76 KN/m ²
-----------	------------------------

Tableau II.11 Évaluation des charges des murs extérieurs.

II.3 Descente de charge pour le poteau C2

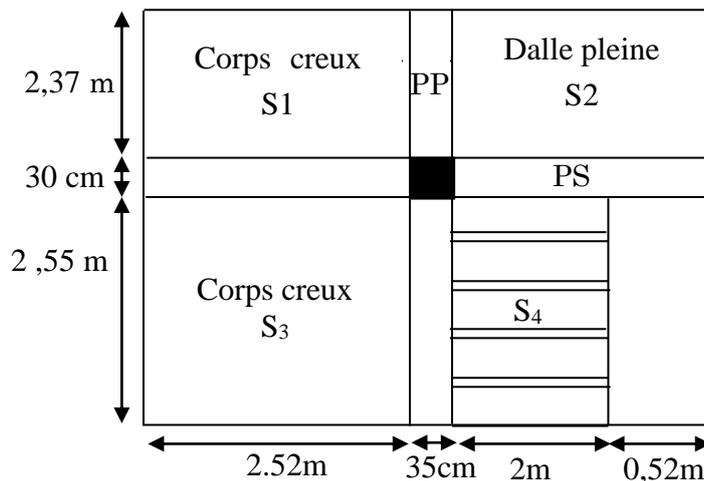


Figure II .20 Surface qui revient au poteau C2.

- Poutres Principales (35×45).
- Poutres Secondaires (30×40).
- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_{\text{dalle pleine}} + S_{\text{corp creux}}$
- Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$
- Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

II.3.1 Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau (C2)

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est : $P = 25 \times S \times h_e$

h_e : hauteur libre d'étage

S : surface du poteau ($b \times h$)

Etages	Les deux Sous-sol	R.D.C	1 ^{ère} , 2 ^{ème} 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}
Surface (m ²)	0,39	0,39	0,33	0,275	0,225	0,14
Poids (KN)	23,88	44,36	21,53	17,94	14,68	9,13

Tableau II.12 Poids propres des poteaux

➤ **Poids des planchers**

• **terrasse inaccessible**

$$G_{\text{corps creux}} = 6,88 \text{ KN/m}^2 ; \quad G_{\text{dalle pleine}} = 7,18 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G_{\text{corps creux}} + G_{\text{dalle pleine}}$$

$$G = 6,88 \times (6,42+5,97) + 7,18 \times (6,42+5,97) = 174,20 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 28,13 = 28,13 \text{ KN}$$

• **Plancher étage courant**

$$G = 5,46 \times 12,39 + 4,84 \times 5,97 = 96,54 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \times 6,72 + 1,5 \times 13,28 = 36,72 \text{ KN}$$

• **Plancher rez de chaussée**

$$G = 5,92 \times 12,39 + 4,84 \times 12,39 = 133,31 \text{ KN}$$

$$Q' = 5 \times 12,69 = 63,95 \text{ KN}$$

$$Q'' = 2,5 \times 12,09 = 30,22 \text{ KN}$$

Remarque

Q'' est la charge d'exploitation sur la dalle pleine autour de l'ascenseur (indépendante de la charge d'exploitation du RDC).

• **Plancher du sous-sol 1**

$$G = 5 \times 24,78 = 123,95 \text{ KN}$$

$$Q = 4,55 \times 28,13 = 127,99 \text{ KN}$$

• **Poids des poutres**

$$L_{pp} = 5,22 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 5,04 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 5,22 = 20,55 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 5,04 = 15,12 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 20,55 + 15,12 = 35,67 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres palières}} = 25 (0,3 \times 0,4 \times 2,5) = 7,5 \text{ KN}$$

- **Escaliers**

$$S_v = 2 \times L_v$$

$$\cos \alpha = 2,55/L_v \Rightarrow L_v = 2,55/\cos 29,53 = 2,93 \text{ m}$$

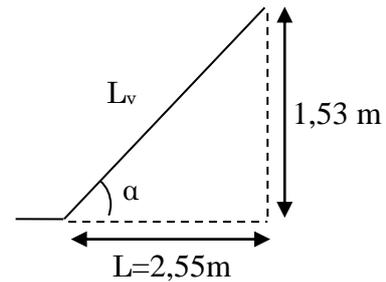
$$S_v = 2 \times 2,93 = 5,86 \text{ m}^2$$

$$G = G_v \times S_v = 8,01 \times 5,86 = 46,93 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \times 5,86 = 14,65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = 5,02 \times (1,5 \times 2,5) = 18,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \times (1,5 \times 2,5) = 9,375 \text{ KN}$$



II.3.2 Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

- **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dans ce projet les surcharges d'exploitation ne sont pas égaux.

Q_1, \dots, Q_{12} : La surcharge d'exploitation sur les étages a usage d'habitation

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible

Q' : La surcharge d'exploitation sur le R.D.C

Q'' : La surcharge d'exploitation sur le sous-sol (parking)

$$N=Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N1 : Q_0=28,13\text{KN}$$

$$N2 : Q_0+Q_1=79,5\text{KN}$$

$$N3 : Q_0+0,95 \times (Q_1+Q_2)=125,73\text{KN}$$

$$N4 : Q_0+0,9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=166,82\text{KN}$$

$$N5 : Q_0+0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=202,78\text{KN}$$

$$N6 : Q_0 + \frac{3+5}{2*5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 233,61 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 259,29 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 284,98\text{KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 310,66\text{KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 336,35\text{KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) = 362,03 \text{ KN}$$

$$N12 : Q_0 + \frac{3+11}{2*11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}) = 387,72\text{KN}$$

$$N13 : Q_0 + \frac{3+12}{2*12} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}) = 483,68\text{KN}$$

$$N14 : Q_0 + \frac{3+13}{2*13} \times (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+32,86) + Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{afférente}} = 491,14\text{KN}$$

$$N15 : Q_0 + \frac{3+13}{2*13} \times (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+32,86) + Q' \times S_{\text{afférente}} + Q_{\text{parking}} \times S_{\text{afférente}} = 619,13\text{KN}$$

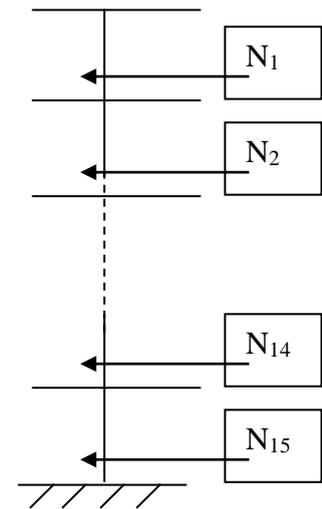


Figure II.21 Schéma statique de la décente de charge

II.3.3 Récapitulation des résultats de descente de charges

Pour déduire l'effort normale sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente de charge :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse (20+4) cm	174,20	
	Poutres	44,46	
	Poteau (35×40)	9,13	
	Total	227,79	28,13
N ₂	Venant de N ₁	227,79	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(35×40)	9,13	
	Total	424,85	79,5
N ₃	Venant de N ₂	424,85	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(35×40)	9,13	
	Total	621,91	125,73
N ₄	Venant de N ₃	621,27	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	51,97	
	Poutres	44,46	
	Poteau(45×50)	14,68	
	Total	822,52	166,82
N ₅	Venant de N ₄	822,52	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(45×50)	14,68	
	Total	1025,13	202,78

N ₆	Venant de N ₅	1025,13	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres principales	44,46	
	poteau(45×50)	14,68	
	Total	1227,74	233,61
N ₇	Venant de N ₆	1227,74	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(50×55)	17,94	
	Total	1433,61	259,29
N ₈	Venant de N ₇	1433,61	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(50×55)	17,94	
	Total	1639,48	284,98
N ₉	Venant de N ₈	1639,48	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(50×55)	17,94	
	Total	1845,35	310,66
N ₁₀	Venant de N ₉	1845,35	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau(55×60)	21,53	
	Total	2054,81	336,35

N11	Venant de N ₁₀	2054,81	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	poteau (55×60)	21,53	
	Total	2264,27	362,03
N12	Venant de N ₁₁	2264,27	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	44,46	
	Poteau (50×60)	21,53	
	Total	2473,73	387,72
N13	Venant de N ₁₂	2473,73	
	Plancher étage courant (20+4) cm	96,54	
	Escalier	46,93	
	Poutres	49,25	
	Poteau (60×65)	44,36	
	Poutres palières	7,5	
	Palier	18,82	
	Total	2737,13	383,68
N14	Venant de N ₁₃	2737,13	
	Plancher étage commercial (dalle pleine)	133,31	
	Poutres	35,67	
	Poteau (60×65)	23,88	
	Total	2929,99	491,14
N15	Venant de N ₁₄	2929,99	
	plancher de sous-sol 1(dalle pleine)	123,95	
	Poutres	35,67	
	Poteau (60×65)	23,88	
	Total	3113,49	619,13
$Nu_1 = 1.35Gt + 1.5Qt = 5131,90KN$			
$Ns_1 = Gt + Qt = 3732,62KN$			

Tableau II.13 Descente des charges pour le poteau C2

II .4 Descente des charges pour le poteau (B2)

II.4.1 Calcule des surfaces afférentes

Pour la charge d'exploitation terrasse inaccessible

$$S=(2,55+2,37+0,3)\times(2,52+2,52+0,35)=28,13 \text{ m}^2$$

· Etage courant ,sous sols 1,RDC

$$S=28,13- (0,3\times 0,35)=28,02 \text{ m}^2$$

Pour la charge la charge permanente

$$S=(2,52\times 2,37)\times 2+(2,52+2,55)\times 2=24,79 \text{ m}^2$$

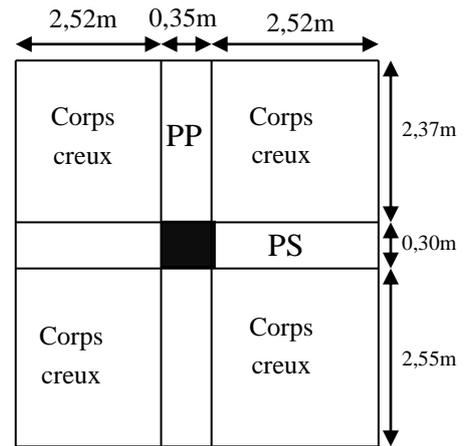


Figure II.22 Surface qui revient au poteau B2.

II.4.2 Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau central (B2)

- terrasse inaccessible

$$G_{\text{corps creux}} = 6,88 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,88 \times 24,79 = 170,55 \text{ KN} ; \quad Q = 1 \times 28,13 = 28,13 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,46 \times 24,79 = 135,35 \text{ KN} ; \quad Q = 1,5 \times 28,02 = 42,03 \text{ KN}$$

- Plancher rez de chaussée

$$G = 5,92 \times 12,39 = 73,34 \text{ KN} ; \quad Q = 5 \times 14,86 = 74,30 \text{ KN}$$

- Plancher du sous-sol 1

$$G = 5 \times 24,79 = 123,95 \text{ KN} ; \quad Q = 4,55 \times 28,02 = 127,49 \text{ KN}$$

- Calcul le poids de la poutre brisée

$$\cos \alpha = 2,55/L_{pb} \Rightarrow L_{pb} = 2,55/\cos 15,50 = 2,64 \text{ m}$$

$$G1 = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,64 = 7,92 \text{ KN}$$

$$\cos \alpha = 2,37/L_{pb} \Rightarrow L_{pb} = 2,37/\cos 15,50 = 2,45 \text{ m}$$

$$G2 = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,45 = 7,35 \text{ KN}$$

$$Q = 4,55 \times ((0,3 \times 2,64) + (0,3 \times 2,45)) = 6,94 \text{ KN}$$

- Calcul le poids de la rampe

$$G = 4 \times ((2,52 \times 2,55) + (2,37 \times 2,52)) = 49,59 \text{ KN}$$

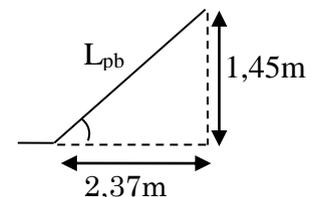
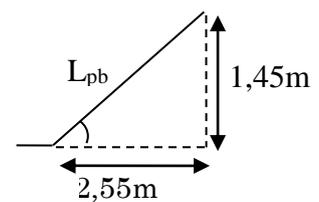
$$Q = 4,55 \times ((2,52 \times 2,55) + (2,37 \times 2,52)) = 56,41 \text{ KN}$$

- Poids des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 5,22 = 20,55 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 5,04 = 15,12 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 20,55 + 15,12 = 35,67 \text{ KN}$$



II.4.3 La loi de dégression des charges d'exploitation

$$N1=Q \times S_{\text{afférent}}$$

$$N1 : Q_0=28,13\text{KN}$$

$$N2 : Q_0+Q_1=70,16\text{KN}$$

$$N3 : Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)=107,98\text{KN}$$

$$N4 : Q_0+0.9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=141,61\text{KN}$$

$$N5 : Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=171,03\text{KN}$$

$$N6 : Q_0+\frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=196,25\text{KN}$$

$$N7 : Q_0+\frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=217,26\text{KN}$$

$$N8 : Q_0+\frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=238,28\text{KN}$$

$$N9 : Q_0+\frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=259,29\text{KN}$$

$$N10 : Q_0+\frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=280,31\text{KN}$$

$$N11 : Q_0+\frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=301,32\text{KN}$$

$$N12 : Q_0+\frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=322,34\text{KN}$$

$$N13 : Q_0+\frac{3+12}{2 \times 12} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=343,35\text{KN}$$

$$N14 : Q_0+\frac{3+12}{2 \times 12} \times (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{12})+Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{afférente}}= 417,65\text{KN}$$

$$N15 : Q_0+\frac{3+12}{2 \times 12} \times (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{12})+ Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{afférente}}+Q_{\text{parking}} \times S_{\text{afférente}}=608,49\text{KN}$$

II.4.4 Récapitulation des résultats de la descente de charges

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse (20+4) cm	170,55	
	Poutres	35,67	
	Poteau (35×40)	9,13	
	Total	215,35	28,13
N ₂	Venant de N ₁	215,35	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (35×40)	9,13	
	Total	395,5	70,16
N ₃	Venant de N ₂	395,5	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (35×40)	9,13	
	Total	575,65	107,98
N ₄	Venant de N ₃	575,65	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	Poteau (45×50)	14,68	
	Total	761,35	141,61
N ₅	Venant de N ₄	761,35	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (45×50)	14,68	
	Total	947,05	171,03

N6	Venant de N ₅	947,05	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres principales	35,67	
	poteau (45×50)	14,68	
	Total	1132,75	196,25
N7	Venant de N ₆	1132,75	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (50×55)	17,94	
	Total	1321,71	217,26
N ₈	Venant de N ₇	1321,71	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (50×55)	17,94	
	Total	1510,67	238,28
N ₉	Venant de N ₈	1510,67	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (50×55)	17,94	
	Total	1699,63	259,29
N ₁₀	Venant de N ₉	1699,63	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (55×60)	21,53	
	Total	1892,18	280,31
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1892,18	
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (55×60)	21,53	
	Total	2084,47	301,32

N12	Venant de N ₁₁	2084,47	322,34
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres principales	35,67	
	poteau (50×60)	21,53	
	Total	2277,28	
N13	Venant de N ₁₂	2277,28	343,35
	Plancher étage courant (20+4) cm	135,35	
	Poutres	35,67	
	poteau (60×65)	44,36	
	Total	2492,66	
N ₁₄	Venant de N ₁₃	2492,66	417,65
	Plancher étage commercial (dalle pleine)	73,34	
	Poutres	50,94	
	La rampe	49,59	
	poteau (60×65)	23,88	
	Total	2690,41	
N ₁₅	Venant de N ₁₄	2690,41	608,49
	Plancher de sous-sol 1(dalle pleine)	123,95	
	Poutres	35,67	
	poteau (60×65)	23,88	
	Total	2873,91	
Nu₂=1.35Gt+1.5Qt =4792,51KN			
Ns₂= Gt+Qt =3482,4KN			

Tableau II.14 Descente des charges pour le poteau B2.

On remarque que le poteau (C2) est le plus sollicité.

Donc Nu₁= Nu=5131,90 KN

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$Nu' = 1,1(1.35Gt + 1.5Qt)$$

$$Nu' = 5645,09 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des sections des poteaux**

1. Vérification de la condition de résistance

Niveaux	G [KN]	Q [KN]	N_u' [KN]	B_{cal} [m ²]	B_{adp} [m ²]	observation
12 ^{ème} étage	227,79	28,23	384,84	0,027	0,14	Vérifiée
11 ^{ème} étage	424,85	79,5	692,79	0,048	0,14	Vérifiée
10 ^{ème} étage	621,91	125,73	1028,17	0,072	0,14	Vérifiée
9 ^{ème} étage	822,52	166,82	1496,69	0,105	0,225	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1025,13	202,78	1856,90	0,130	0,225	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1227,74	233,61	2208,65	0,155	0,225	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1433,61	259,29	2556,73	0,180	0,275	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1639,48	284,98	2904,84	0,204	0,275	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1845,35	310,66	3252,93	0,229	0,275	Vérifiée
3 ^{ère} étage	2054,81	336,35	3660,37	0,25	0,33	Vérifiée
2 ^{ère} étage	2264,27	362,03	3959,79	0,27	0,33	Vérifiée
1 ^{ère} étage	2473,73	387,72	4313,22	0,30	0,33	Vérifiée
RDC	2737,73	383,68	4698,60	0,33	0,39	Vérifiée
Sous-sol 1	2929,99	491,14	5161,41	0,36	0,39	Vérifiée
Sous-sol 2	3113,49	619,13	5645,09	0,397	0,39	non vérifiée

Tableau II.15 Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau C2

On remarque que $Nu'/B=14,47 \text{ MPa} > 14,20 \text{ MPa}$ pour le poteau de sous-sol 2 donc la condition n'est pas vérifiée alors on augmente la section du poteau.

La nouvelle section du poteau pour que la condition de résistance soit vérifiée est **(70 × 60) cm²**.

$$Nu''/B=5,64/0,42 = 13,44 \dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Vérification au flambement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Niveaux	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴) ×10 ⁻³	i (m)	λ	α	B_{adop} (m ²)	N_u '[KN]	$B_{r cal}$ [m ²]	B_{radop} [m ²]
12 ^{ème} étage	2,61	1,827	1,866	0,115	15,88	0,816	0,14	384,84	0,021	0,125
11 ^{ème} étage	2,61	1,827	1,866	0,115	15,88	0,816	0,14	692,79	0,038	0,125
10 ^{ème} étage	2,61	1,827	1,866	0,115	15,88	0,816	0,14	1028,17	0,057	0,125
9 ^{ème} étage	2,61	1,827	4,687	0,144	12,68	0,828	0,225	1496,69	0,082	0,206
8 ^{ème} étage	2,61	1,827	4,687	0,144	12,68	0,828	0,225	1856,90	0,101	0,206
7 ^{ème} étage	2,61	1,827	4,687	0,144	12,68	0,828	0,225	2208,65	0,121	0,206
6 ^{ème} étage	2,61	1,827	6,932	0,158	11,56	0,831	0,275	2556,73	0,139	0,254
5 ^{ème} étage	2,61	1,827	6,932	0,158	11,56	0,831	0,275	2904,84	0,158	0,254
4 ^{ème} étage	2,61	1,827	6,932	0,158	11,56	0,831	0,275	3252,93	0,178	0,254
3 ^{ème} étage	2,61	1,827	9,90	0,173	10,56	0,834	0,33	3660,37	0,199	0,307
2 ^{ème} étage	2,61	1,827	9,90	0,173	10,56	0,834	0,33	3959,79	0,215	0,307
1 ^{ère} étage	2,61	1,827	9,90	0,173	10,56	0,834	0,33	4313,22	0,235	0,307
RDC	4,55	3,185	13,73	0,187	17,03	0,811	0,39	4698,60	0,263	0,365
Sous-sol 1	2,45	1,715	13,73	0,187	9,17	0,839	0,39	5161,40	0,279	0,365
Sous-sol 2	2,45	1,715	17,15	0,202	8,49	0,839	0,42	5645,09	0,305	0,394

Tableau II.16 Résultat de vérification au flambement pour le poteau C2.

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

3. Vérification vis-à-vis du RPA 99V2003

poteaux	(60x70)	(60x65)	(55x60)	(50x55)	(45x50)	(35x40)
$\min(b,h) \geq 25\text{cm}$	60	60	55	50	45	35
$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	12,25	22,75	13,05	13,05	13,05	13,05
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	0,85	0,92	0,91	0,90	0,91	0,87
observation	vérifier	Vérifier	Vérifier	vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau II.17 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau C2.

Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutres principales $35 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux 12^{ème} et 11^{ème}, 10^{ème} étage $35 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage $45 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage $50 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage $55 \times 60 \text{ cm}^2$
- Poteaux de sous – sol 1 et RDC $60 \times 65 \text{ cm}^2$
- Poteaux de sous –sol 2 $60 \times 70 \text{ cm}^2$

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement
- les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi que les escaliers et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, poutre continue sur plusieurs appuis.

III.1.1.1 Méthode de calcul

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode Forfaitaire

a.1 Domaine d'application

BAEL91 (Art B.6.2.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- 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).

a.2 Application de la méthode

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- * $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- * $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- * $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

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

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

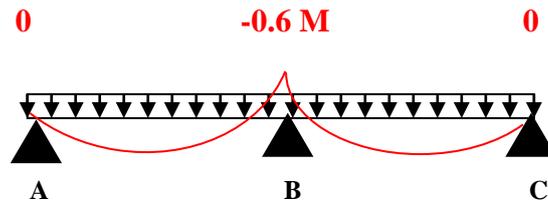


Figure III.1 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

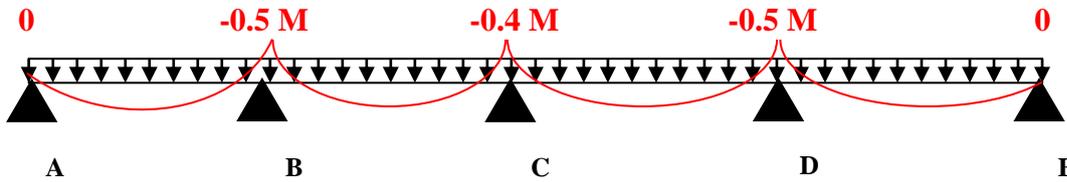


Figure III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^I, M_0^{II})$$

• **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- * 15% si c'est une poutre à deux travées.
- * 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

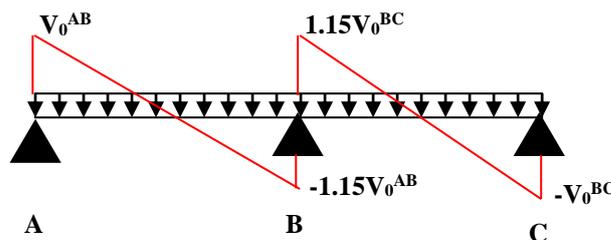


Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

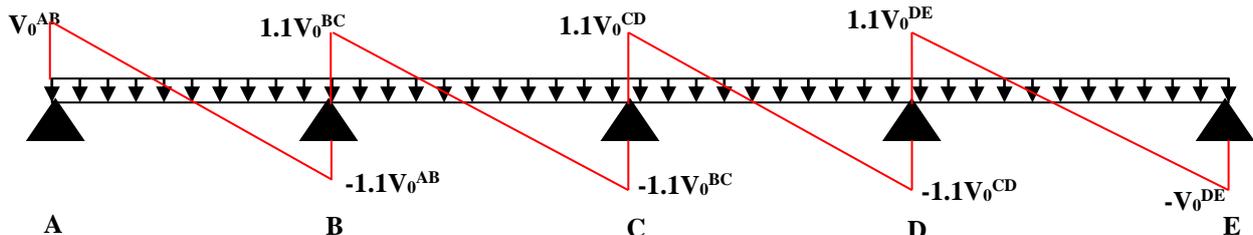


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

b. Méthode de Caquot

b.1 Domaine d'application

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

b.2 Application de la méthode

- Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- En appuis

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

* l_g' et l_d' : Longueur fictive

* P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0.8l & \text{Travée intermédiaire} \\ l & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

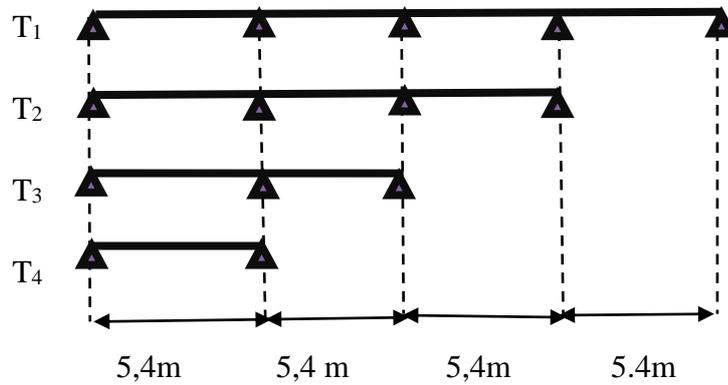
- L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL(Art. L.III.3)}$$

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

III.1.1.2 les différents types des poutrelles

- Plancher étage courant



- Plancher terrasse inaccessible

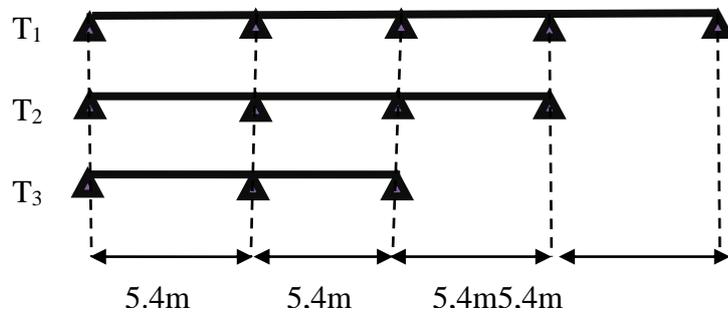


Figure III.5 Différents types de poutrelles.

III.1.1.3 Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 1 (plancher étage courant)

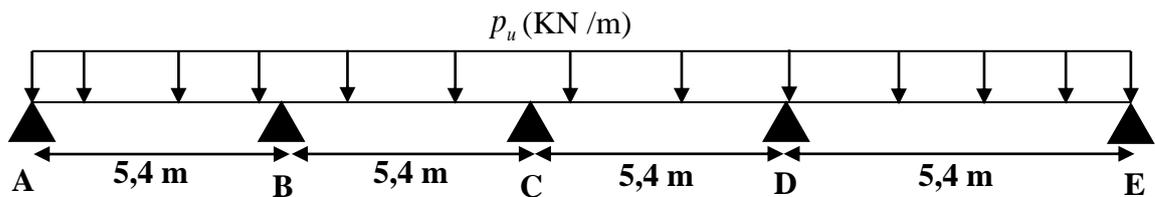


Figure III.6 Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant)

- Plancher étage courant : $G = 5,46\text{KN/m}^2$; $Q = 1,5\text{KN/m}^2$

$Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ Vérifiée.

$0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ Vérifiée.

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées... Vérifiée ; F.P.N..... Vérifiée

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

a. Calcul des sollicitations

ELU : $p_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$

ELS : $p_s = 0,65 \times (G + Q)$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
plancher d'étage courant	5,46	1,50	6,25	4,52
terrasse inaccessible	6,88	1,00	7,01	5,12

Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles.

a.1 Calcul à L'ELU

- **Les moments isostatiques** : $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

Travée A-B = Travée B-C = Travée C-D = Travée D-E

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,25 \times (5,4)^2}{8} = 22,79 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,5 \times 22,79 = -11,40 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0,4 \times 22,79 = -9,12 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0,5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0,5 \times 22,79 = -11,40 \text{ KNm}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,46} = 0,216 \quad ; (1 + 0,3 \alpha) = 1,06 \quad ; \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,63 \quad ; \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,53$$

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -11,40 \text{ KNm}$; $M_A = 0 \text{ KN.m}$; $M_0 = 22,79 \text{ KN.m}$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 M_0 \end{array} \right. \Rightarrow \max(1,06, 1,05) M_0 = 1,06 M_0$$

$$M_t + \frac{0+11,40}{2} \geq 1,06 \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 18,57 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0,216}{2} \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 14,35 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 18,57 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_d = M_C = -9,12 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_B = -11,40 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 22,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{11,40+9,12}{2} \geq 1,06 \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 14,01 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0,216}{2} \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 12,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 14,01 \text{ KN.m}$$

Travée C-D : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_d = M_D = -11,40 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_C = -9,12 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 22,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{9,12+11,40}{2} \geq 1,06 \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 14,01 \text{ KN.} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0,216}{2} \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 12,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 14,01 \text{ KN.m}$$

Travée D-E : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes

$$\text{Avec : } M_d = M_E = 0 \text{ KNm}; M_g = M_D = -11,40 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 22,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{11,40+0}{2} \geq 1,06 \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 18,57 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0,216}{2} \times 22,79 \Rightarrow M_t \geq 12,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 18,57 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts tranchants**

Travée A-B : $V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_A = 16,88 \text{ KN}$

$$V_B = -1,1 \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = -1,1 \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_B = -18,57 \text{ KN}$$

Travée B-C : $V_B = 1,1 \frac{Pu \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = 1,1 \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_B = 18,57 \text{ KN}$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_C = -18,57 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée C-D : } V_C &= \frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_C = 16,88 \text{ KN} \\ V_D &= -1,1 \frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_D = -1,1 \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_D = -18,57 \text{ KN} \\ \text{Travée D-E : } V_D &= 1,1 \frac{Pu \times l_4}{2} \Rightarrow V_D = 1,1 \frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_D = 18,57 \text{ KN} \\ V_E &= -\frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_E = -\frac{6,25 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_E = -16,88 \text{ KN} \end{aligned}$$

a.2 Calcul à L'ELS

- Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,52 \times (5,4)^2}{8} = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,52 \times (5,4)^2}{8} = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{p_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,52 \times (5,4)^2}{8} = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{p_s \times l_{DE}^2}{8} = \frac{4,52 \times (5,4)^2}{8} = 16,49 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,5 \times 16,49 = -8,25 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0,4 \times 16,49 = -6,60 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0,5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0,5 \times 16,49 = -8,25 \text{ KNm}$$

- Les moments fléchissant en travées

$$\text{Travée A-B : } M_d = M_B = -8,25 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_A = 0 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_d = M_C = -6,60 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_B = -8,25 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 16,49 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{8,25 + 6,60}{2} &\geq 1,06 \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 10,13 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3 \times 0,216}{2} \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 8,73 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 10,13 \text{ KN.m}$$

Travée C-D : $M_d = M_D = -8,25KNm$; $M_g = M_C = -6,60KN.m$; $M_0 = 16,49KN.m$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{8,25+6,60}{2} &\geq 1,06 \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 10,13KN.m \\ M_t &\geq \frac{1+0.3 \times 0,216}{2} \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 8,73KN.m \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 10,13KN.m$$

Travée D-E : $M_d = M_E = 0KNm$; $M_g = M_D = -8,25KN.m$; $M_0 = 16,49KN.m$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{8,25+0}{2} &\geq 1,06 \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 13,43KN.m \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3 \times 0,216}{2} \times 16,49 \Rightarrow M_t \geq 10,38KN.m \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 13,43KN.m$$

- **Les efforts tranchants**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_s \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_A = 12,21KN$$

$$V_B = -1,1 \frac{P_s \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = -1,1 \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_B = -13,44KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,1 \frac{P_s \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = 1,1 \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_B = 13,44KN$$

$$V_C = -\frac{P_s \times l_1}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_C = -13,44KN$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{P_s \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_C = 12,21KN$$

$$V_D = -1,1 \frac{P_s \times l_3}{2} \Rightarrow V_D = -1,1 \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_D = -13,44KN$$

Travée D-E :

$$V_D = 1,1 \frac{P_s \times l_4}{2} \Rightarrow V_D = 1,1 \frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_D = 13,44KN$$

$$V_E = -\frac{P_s \times l_4}{2} \Rightarrow V_E = -\frac{4,52 \times 5,4}{2} \Rightarrow V_E = -12,21KN$$

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

Plancher terrasse inaccessible

• Type 1

1. ELU



Travée	L(m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,4	7,01	25,56	-3,83	-12,78	20,45	18,93	-20,83
B-C	5,4	7,01	25,56	-12,78	-10,22	15,34	20,83	-20,83
C-D	5,4	7,01	25,56	-10,22	-12,78	15,34	18,93	-20,83
D-E	5,4	7,01	25,56	-12,78	-3,83	20,45	20,83	-18,93

Tableau III.2 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher d'étage inaccessible).

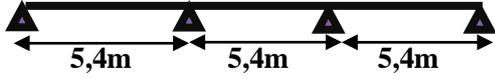
2. ELS

Travée	L(m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,4	5,12	18,67	-2,80	-9,34	14,93	13,83	-15,21
B-C	5,4	5,12	18,67	-9,34	-7,47	11,20	15,21	-15,21
C-D	5,4	5,12	18,67	-7,47	-9,34	11,20	13,83	-15,21
D-E	5,4	5,12	18,67	-9,34	-2,80	14,93	15,21	-13,83

Tableau III.3 Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher d'étage inaccessible).

• Type 2

1. ELU



Travée	L(m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,4	7,01	25,56	3,83	-12,78	20,45	18,93	-20,83
B-C	5,4	7,01	25,56	-12,78	-12,78	14,06	20,83	-20,83
C-D	5,4	7,01	25,56	-12,78	-3,83	20,45	20,83	-18,93

Tableau III.4 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher d'étage inaccessible).

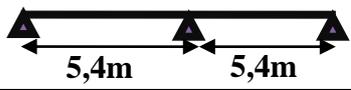
2. ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	5,122	18,67	2,80	-9,34	14,93	13,83	-15,21
B-C	5,4	5,122	18,67	-9,34	-9,34	10,26	15,21	-15,21
C-D	5,4	5,122	18,67	-9,34	-2,80	14,93	15,21	-13,83

Tableau III.5 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher d'étage inaccessible).

• Type 3

1. ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	7,01	25,56	3,83	-15,34	19,17	18,93	-21,77
B-C	5,4	7,01	25,56	-15,34	-3,83	19,17	21,77	-18,93

Tableau III.6 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 (Plancher d'étage inaccessible).

2. ELS

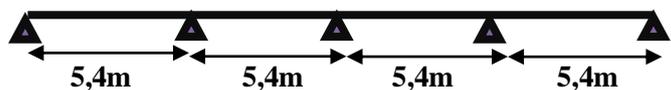
Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	5,122	18,67	2,80	-11,20	14,00	13,83	-15,90
B-C	5,4	5,122	18,67	-11,20	-2,80	14,00	15,90	-13,83

Tableau III.7 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3(Plancher d'étage inaccessible).

Étage courant

• Type 1

1. ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	6,253	22,79	-3,42	-11,40	18,57	16,88	-18,57
B-C	5,4	6,253	22,79	-11,40	-9,12	14,01	18,57	-18,57
C-D	5,4	6,253	22,79	-9,12	-11,40	14,01	16,88	-18,57
D-E	5,4	6,253	22,79	-11,40	-3,42	18,57	18,57	-16,88

Tableau III.8 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1(étage courant).

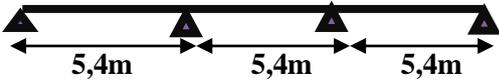
2. ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	4,52	16,49	-2,47	-8,25	13,43	12,21	-13,44
B-C	5,4	4,52	16,49	-8,25	-6,60	10,13	13,44	-13,44
C-D	5,4	4,52	16,49	-6,60	-8,25	10,13	12,21	-13,44
D-E	5,4	4,52	16,49	-8,25	-2,47	13,43	13,44	-12,21

Tableau III.9 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1 (étage courant).

• Type 2

1. ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	6,253	22,79	-3,42	-11,40	18,57	16,88	-18,57
B-C	5,4	6,253	22,79	-11,40	-11,40	12,87	18,57	-18,57
C-D	5,4	6,253	22,79	-11,40	-3,42	18,57	18,57	-16,88

Tableau III.10 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (étage courant).

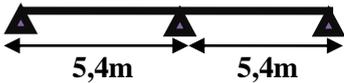
2. ELS

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	4,52	16,49	-2,47	-8,25	13,43	12,21	-13,44
B-C	5,4	4,52	16,49	-8,25	-8,25	9,31	13,44	-13,44
C-D	5,4	4,52	16,49	-8,25	-2,47	13,43	13,44	-12,21

Tableau III.11 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (étage courant).

• Type 3

1. ELU



Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	6,253	22,79	-3,42	-13,67	17,43	16,88	-19,42
B-C	5,4	6,253	22,79	-13,67	-3,42	17,43	19,42	-16,88

Tableau III.12 Les sollicitations à ELU, poutrelle type3 (étage courant).

2. ELS

Travée	L(m)	Ps(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	4,52	16,49	-2,47	-9,89	12,61	12,21	-14,05
B-C	5,4	4,52	16,49	-9,89	-2,47	12,61	14,05	-12,21

Tableau III.13 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3 (étage courant).

• Type 4

1. ELU

Travée	L(m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	6,253	22,79	-3,42	-3,42	22,79	16,88	-16,88

Tableau III.14 Les sollicitations à ELU, poutrelle type4 (étage courant).

2. ELS

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,4	4,52	16,49	-2,47	-2,47	16,49	12,21	-12,21

Tableau III.15 Les sollicitations à ELS, poutrelle type4 (étage courant)

III.1.1.4 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Plancher	Types de poutrelles	ELU				
		M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} (KN.m)	$M_{appui\ de\ rive}$ (KN.m)
Etage courant	Type1	11,40	18,57	18,57	22,79	3,42
	Type2	11,40	18,57	18,57	22,79	3,42
	Type3	13,67	17,43	19,42	22,79	3,42
	Type4	/	22,79	16,88	22,79	3,42
Terrasse inaccessible	Type1	12,78	20,45	20,83	25,56	3,83
	Type2	12,78	20,45	20,83	25,56	3,83
	Type3	15,34	19,17	21,77	25,56	3,83

Tableau III.16 Sollicitations maximales des poutrelles à l'ELU.

Plancher	Types de poutrelles	ELS				
		M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max} (KN.m)	$M_{appui\ de\ rive}$ (KN.m)
Etage courant	Type1	8,25	13,43	13,44	16,49	2,47
	Type2	8,25	13,43	13,44	16,49	2,47
	Type3	9,89	12,61	14,05	16,49	2,47
	Type4	/	16,49	12,21	16,49	2,47
Terrasse inaccessible	Type1	9,34	14,93	15,21	18,67	2,80
	Type2	9,34	14,93	15,21	18,67	2,80
	Type3	11,20	14,00	15,90	18,67	2,80

Tableau III.17 sollicitations les maximales des poutrelles à L'ELS.

III.1.1.5 Les Sollicitation les plus défavorables

poutrelles	ELU	ELS
Plancher étage courant (20+4) cm	$M_t^{max} = 18,57 \text{ KN.m}$ $M_a^{inter} = - 13,67 \text{ KN. m}$ $V_u^{max} = 19,42 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3,42 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 13,43 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = - 9,89 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 14,05 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -2,47 \text{ KN m}$
Type 4 Plancher d'étage courant (20+4) cm	$M_t^{max} = 22,79 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 16,88 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3,42 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 16,49 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 12,21 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -2,47 \text{ KN m}$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 20,45 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = - 15,34 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 21,77 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -3,83 \text{ KN m}$	$M_t^{max} = 14,93 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = - 11,20 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 15,90 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = - 2,80 \text{ KN m}$

Tableau III.18 Les sollicitations les plus défavorables.

III.1.1.6 Ferrailage des poutrelles

➤ Exemple de calcul plancher terrasse inaccessible

1. Calcul à L'ELU

• Sollicitations maximales

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

• Calcul de la section d'armature longitudinale

- Ferrailage en travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 72,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 72,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 20,45 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{20,45 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,215^2} = 0,048 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = \frac{3,5\%}{3,5\% + 1,73\%} \Rightarrow \alpha_l = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,669 \times (1 - 0,4 \times 0,669) = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} ; \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,061$$

$$Z = 0,215 \times (1 - 0,4 \times 0,061) = 0,209 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{20,45 \times 10^{-3}}{348 \times 0,209} = 2,80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 2,80 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,216 \times 2,1}{400} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,68 \text{ cm}^2 < A_t = 2,81 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Soit } A_t = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage aux appuis**

Appuis de rive $M_a^{rive} = 3,83KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,83 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,216^2 \times 14,2} = 0,058 \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}) = 0,074$$

$$z = 0,216 \times (1 - 0,4 \times 0,074) = 0,208m$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{3,83 \times 10^{-3}}{0,208 \times 348} = 0,52 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow A_{rive} = 0,52cm^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,216 \times 2,1}{400} = 0,25cm^2$$

$$A_{min} = 0,25cm^2 < A_t = 0,52cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

On choisit : A = **1HA12** = 1,13cm².

Appuis intermédiaires : La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_a^{max} = 15,34KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,34 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,216^2 \times 14,2} = 0,23$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3,5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348Mpa$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad A = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec : } z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,233}) = 0,336 \quad ; \quad z = 0,216 \times (1 - 0,4 \times 0,336) = 0,186m$$

$$A_{inter} = \frac{M_a^{max}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{15,34 \times 10^{-3}}{348 \times 0,186} = 2,36cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,216 \times \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$ On choisit $A = \mathbf{1HA12 + 1HA14 = 2,67 \text{ cm}^2}$

2. Vérification des poutrelles à l'ELU

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa})) = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{21,77 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,216} = 1,01 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1,01 \leq \tau_u^- = 3,25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Ferraillage transversale**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 24/35 ; 10/10) = 0,68 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

• **L'espace**

1. $S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,35 \text{ cm}$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \quad (\text{CBA93. Art A.5.1.2.3})$$

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, cadres droites.) ; $f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 0,8 \times 400}{0,1 \times (1,01 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 84,21 \text{ cm}$$

3. $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 100 \text{ cm}$ On prend **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

• **Vérification vis à vis l'effort tranchant**

- **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$.

Avec $a \leq 0,9 \cdot d = 0,1935 \text{ m}$; soit : $a = 0,19 \text{ m}$

$V_u = 21,77 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,19 \times 0,1 \times 25 = 129,16 \text{ KN} \dots\dots\dots$ vérifiée.

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

- **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(21,77 + \frac{15,34}{0,9 \times 0,216} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = 2,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3,05 + 2,67 = 5,72 \text{ cm}^2 > 2,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{21,77 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,05 + 1,13 = 4,18 \text{ cm}^2 \geq 0,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

- **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ avec : $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,25 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{21,77 \times 10^{-3} \times 0,25}{0,9 \times 0,215 \times 0,65 \times 0,04} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence**

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$ tel que $\bar{\tau}_{su}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = \text{Max}(V_i) = 21,77 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\Phi 10 + 3 \times \Phi 12 + \Phi 14) = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{21,77}{0,9 \times 0,215 \times 188,4} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 2,25 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

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

-En travée : $M_t^{max} = 14,93KN.m$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-4} \times (0,215 - 0,04) \Rightarrow H = -2,80 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en Tê)

Position de l'axe neutre y

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

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3,05] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 21,5 \times 3,05] = 0$$

$$10y^2 + 531,5y - 2847,25 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4,90cm$$

Calcul de l'inertie I

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

$$I = \frac{10 \times 5,66^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(5,66 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3,05 \times (21,5 - 5,66)^2 \Rightarrow I = 15927cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{14,93 \times 10^{-3}}{15927 \times 10^{-8}} \times 0,0490 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,59MPa$$

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

-En appuis intermédiaires $M_{ser} = -11,20KN.m$

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

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2,67y - 15 \times 2,67 \times 21,5 = 0$$

$$5y^2 + 40,65y - 873,97 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 9,71cm$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (9,71)^3 + 15 \times 2,67 \times (21,5 - 9,71)^2 \Rightarrow I = 8618,77m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,20 \times 10^{-3}}{8618,77 \times 10^{-8}} \times 0,0971 = 12,61MPa \span style="float: right;">CBA93 (Art A.5.3.3)$$

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

▪ 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art L.VI.2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{540} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{540}{1000} = 1,04 \text{ cm}$$

* f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

* f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

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

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,20 = 2,08 \text{ KN/m.}$$

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,88 = 4,47 \text{ KN/m.}$$

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (6,88 + 1) = 5,12 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{2,08 \times 5,4^2}{8} = 5,68 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{4,47 \times 5,4^2}{8} = 12,21 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{5,12 \times 5,4^2}{8} = 13,99 \text{KN.m}$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65-10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3,05 \times 21,6)}{10 \times 24 + (65-10)4 + 15 \times 3,05}$$

$$\Rightarrow y_G = 8,50 \text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 8,50^3 + 10 \times \frac{(24-8,50)^3}{3} - (65-10) \times \frac{(8,50-4)^3}{3} + 15 \times 3,05 \times (21,5-8,50)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 32385 \text{cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,05}{10 \times 21,60} \Rightarrow \rho = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) 0,014} = 3,07 \text{ déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0,4 \times 3,04 = 1,23 \text{ déformation différée.}$$

$$E_i = 32164,2 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

Contraintes

$$y = 4,90 \text{cm} \quad ; \quad I_0 = 32385 \text{cm}^4 ; I = 15927 \text{cm}^4 \quad ; \quad A_s = 3,05 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{5,68 \times (0,216 - 0,0566) \times 10^{-3}}{15927 \times 10^{-8}} = 91,54 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{12,21 \times (0,216 - 0,051) \times 10^{-3}}{15927 \times 10^{-8}} = 196,73 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{14, \times (0,216 - 0,051) \times 10^{-3}}{15927 \times 10^{-8}} = 225,34 \text{Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,0138 \times 91,54 + 2,1} = 0,48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,0138 \times 196,73 + 2,1} = 0,71$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,0138 \times 225,34 + 2,1} = 0,74$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 32385}{1 + 3,07 \times 0,48} = 14242,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32385}{1 + 3,07 \times 0,71} = 11106,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 32385}{1 + 3,07 \times 0,74} = 10448,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32385}{1 + 1,23 \times 0,74} = 18545,00 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$f_{ji} = \frac{5,68 \times 10^{-3} \times 5,40^2}{10 \times 32164,2 \times 14242 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,00358 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{12,21 \times 10^{-3} \times 5,40^2}{10 \times 32164,2 \times 11106 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0,00988 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{14 \times 10^{-3} \times 5,40^2}{10 \times 32164,2 \times 10788 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0,0116 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{12,21 \times 10^{-3} \times 5,40^2}{10 \times 10818,86 \times 18918 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0,0174 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0,0174 - 0,00358 + 0,0116 - 0,00988 \Rightarrow \Delta f_t = 0,0155 \text{ m}$$

$$\Delta f = 1,55 \text{ cm} > f_{adm} = 1,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter en premier lieu la section de ferrailage.

Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrailage à la limite suivante :

$$\begin{cases} \text{En travée } 2HA16 + 1HA14 = 5,56 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui } 1HA14 + 1HA12 = 2,67 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \Delta f = 1,028 \text{ cm} < f_{adm} = 1,04 \text{ cm}$$

Le ferrailage des autres types de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

		M	μ_{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{adopte} (cm ²)
		KN.m			(cm)	cm ²	cm ²	
Etage courant	Travée	18,57	0,043	0,055	21,2	2,53	1,68	2HA10+1HA12=2,71
	Appui intermédiaire	13,67	0,208	0,26	18,95	2,07	0,25	2HA12=2,26
	Appui de rive	3,42	0,052	0,067	20,92	0,46	0,25	1HA12 = 1,13
Type 4	Travée	22,79	0,053	0,068	20,9	3,12	1,68	3HA12=3,39
Plancher d'étage courant	Appui intermédiaire	/	/	/	/	/	/	/
	Appui de rive	3,42	0,052	0,067	20,92	0,46	0,25	1HA12 = 1,13
	Appui de rive	20,45	0,052	0,066	20,93	2,80	1,68	1HA10+2HA12=3,05
terrasse inaccessible	Appui intermédiaire	15,34	0,234	0,338	18,59	2,37	0,25	1HA14+1HA12=2,67
	Appui de rive	3,83	0,058	0,075	20,85	0,52	0,25	1HA14 = 1,54

Tableau III.19 Ferrailage des différents types de poutrelles.

III.1.1.7 Vérification des armatures longitudinal au cisaillement

Types	BIELLE	CISAILLEM -ENT	Armature longitudinale		JONCTION TABLE- NERVURE	VERIFICATION DE L'ADHERENCE
			Aux appuis			
			RIVE	INTERMEDIAIRE		
	$V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{d.b_0} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_t \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
plancher Etage courant Type4 d'étage courant	<u>19,42<129,96</u>	<u>0,90<3.25</u>	<u>2,71>0,55</u>	<u>4,94>-1,47</u>	<u>1,061<3.25</u>	<u>0,57 <2,835</u>
Terrasse inaccessible	<u>16,88<129,96</u>	<u>0,78<3.25</u>	<u>3,39>0,48</u>	/	<u>0,92<3.25</u>	<u>0,76<2.835</u>
Observation	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau III.20 Vérification au cisaillement.

III.1.1.8 Vérifications des contraintes à E.L.S

- **Etat limite de compression de béton**

Types	En travée				En appui				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M _t (KNm)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	M _a (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	
étage courant	13,43	4,69	14409	4,37	9,89	9,15	7724,53	11,71	Vérifié
Type4 plancher d'étage courant	16,49	5,24	17366	4,98	2,47	6,05	3567	4,20	Vérifié
Terrasse inaccessible	14,93	4,90	15927	4,59	11,20	9,71	8618,77	12,61	Vérifié

Tableau III.21 Vérification des états limite de compression du béton.

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

Planchers	Plancher d'étage courant	Type 4 d'étage courant
q_{iser} (KN/m)	2,08	2,08
q_{eser} (KN/m)	3,54	3,54
q_{nser} (KN/m)	4,52	4,52
M_{iser} (KN.m)	5,68	6,44
M_{eser} (KN.m)	9,67	10,76
M_{nser} (KN.m)	12,35	14,00
I_0 (Cm ⁴)	31453	33298
ρ	0,012	0,015
λ_v	1,38	1,10
λ_i	3,46	2,76
σ_{si} (MPa)	102,61	93,70
σ_{sv} (MPa)	174,64	159,47
σ_{sn} (MPa)	222,99	203,61
μ_i	0,48	0,53
μ_e	0,65	0,69
μ_n	0,71	0,74
If_{ij} (Cm ⁴)	12888	14790
If_{iv} (Cm ⁴)	10567	12563
If_{in} (Cm ⁴)	9912,3	11916
If_{ve} (Cm ⁴)	18118	20738
f_{ij} (mm)	3,96	3,91
f_{ei} (m)	8,22	7,84
f_{pi} (mm)	11,19	10,55
f_{gv} (mm)	14,39	14,25
Δf (mm)	13,40	13,05
f_{adm} (mm)	10,40	10,40

Tableau III.22 Vérification des états limites de déformation.

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit :

$$\begin{array}{l}
 \text{Etage courant} \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{En travée } 2HA14 + 1HA12 = 4,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Delta f = 0,981 \text{ cm} < f_{adm} = 1,04 \text{ cm} \\
 \text{En appui } 2HA12 = 2,26
 \end{array} \right. \\
 \text{Type 4 d'étage courant} \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \text{En travée } 1HA16 + 2HA14 = 5,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Delta f = 0,984 \text{ cm} < f_{adm} = 1,04 \text{ cm} \\
 \text{En appui } 1HA12 = 0,79
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.1.1.8 Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5HA8 /ml=2,51cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : St=20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA8 /ml=2,01cm²/ml parallèles aux poutrelles → St=25cm < 30 cm.

Donc on choisit un treillis a soudé : TS HA 8(15×15).

III.1.1.9 Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (20+4)

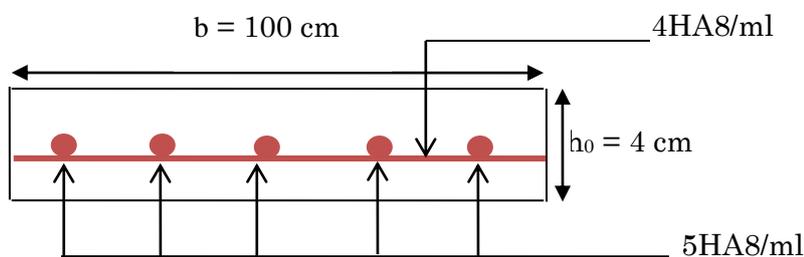


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher d'étage courant			

Type 4 du Plancher d'étage courant		/	
Terrasse inaccessible			

Tableau III.23 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.1.2 Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau

L_y : la plus grande dimension du panneau.

a. Dalle pleine sur quatre appuis

a.1 Type1 (dalle du sous-sol 1)

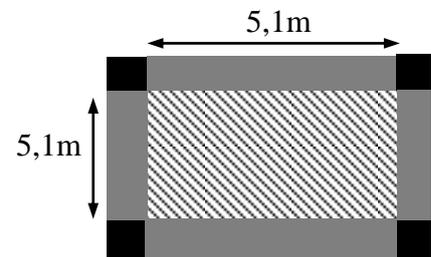
▪ Evaluation des charges

$$G = 5,00 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 4,55 \text{ KN/m}^2, \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$\text{ELU} : P_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 13,57 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : P_S = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 9,55 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{510} = 1 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$



- Calcul à l'ELU

- Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à

$$v = 0 \text{ et } \rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 12,99 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 12,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

BAEL91 (Annexe I)

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 11,04 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 11,04 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = 0,5 \times M_{ox} = 6,49 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,5 \times M_{oy} = 6,49 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les sollicitations dans les deux sens sont égaux ($\rho=1$), donc le calcul se fera pour un seul sens et sera le même pour le deuxième sens.

- Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) = (1 × 0,14) m².

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{14}{10}$ (=1,4cm)

➤ En travée

Sens xx et y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{1 \times (0,116)^2 \times 14,2} = 0,057 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,074 \quad Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,112m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{348 \times 0,112} \Rightarrow A = 2,82cm^2$$

➤ En appuis

Sens x-x et y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{1 \times (0,116)^2 \times 14,2} = 0,034 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,043 ; \quad Z = 0,113m ; \quad A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{348 \times 0,113} \Rightarrow A = 1,65cm^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0,4$; avec : $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$A^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A^{\min} = 1,12cm^2$$

- Récapitulation des résultats de calcul du ferrailage

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ² /ml)	A _a ^{adop} (cm ² /ml)
Sens xx et yy	11,04	6,49	2,82	1,65	1,12	1,12	4HA10=3,16	4HA8=2,01

Tableau III.24 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (Sous-soll).

- Espacement des armatures (travée et appui)

$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ On opte: $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens

*** Vérification à l'ELU**

Cisaillement

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{13,57 \times 5,10}{2} \times \frac{5,10^4}{5,10^4 + 5,10^4} = 17,30 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_U = \frac{17,30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_U = 0,149 \text{ MPa} < 0,047 f_{c28} = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

*** Vérification à l'ELS**

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 10,95 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 10,95 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Moments en travée $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 9,31 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 9,31 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis : $M_a^x = -0,5 M_x \Rightarrow M_a^x = -5,47 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

En travée : $M_t^x = 9,31 \text{ KN.m}$, $A = 3,16 \text{ cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 2,87 \text{ cm}$; $I = 4400 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 6,08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

En appui : $M_a^x = 5,47 \text{ KN.m}$, $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 2,36 \text{ cm}$; $I = 3012,3 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4,29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,027 < 0,042 \dots \text{Non Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0027 < 0,005 \dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification à de la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d_x} = \frac{3,16}{100 \times 11,6} = 0,0027 \quad ; \quad y = 2,87 \text{ cm} ; I = 4400 \text{ m}^4 ; \lambda_i = 7,70 \quad ; \quad \lambda_v = 3,08$$

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{f_j} (cm ⁴)	σ _j (MPa)	μ _j	(mm) f _{ji}
3,50	3,41	26257	101,48	0	1,04
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{f_g} (cm ⁴)	σ _g (MPa)	μ _g	(mm) f _{gi}
5,00	4,87	26001	144,97	0,012	1,50
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_p} (cm ⁴)	σ _p (MPa)	μ _p	(mm) f _{pi}
9,55	9,31	8276	276,89	0,281	9,01
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_{gv}} (cm ⁴)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	(mm) f _{gv}
9,55	9,31	26154	144,97	0,012	4,48

Tableau III.25 Calcul de la flèche de la dalle pleine (Sous-sol).

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,09 \text{ cm} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{510}{1000} = 1,01 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifier}$$

La solution proposée est d’augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de A_t=**5HA10**=3,95cm²avec un espacement S_t=20 cm, après cette augmentation on trouve les flèches suivantes :

Sens x-x, y-y : Δf_t=0,968cm < f_{adm} = 1,01cm

f. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

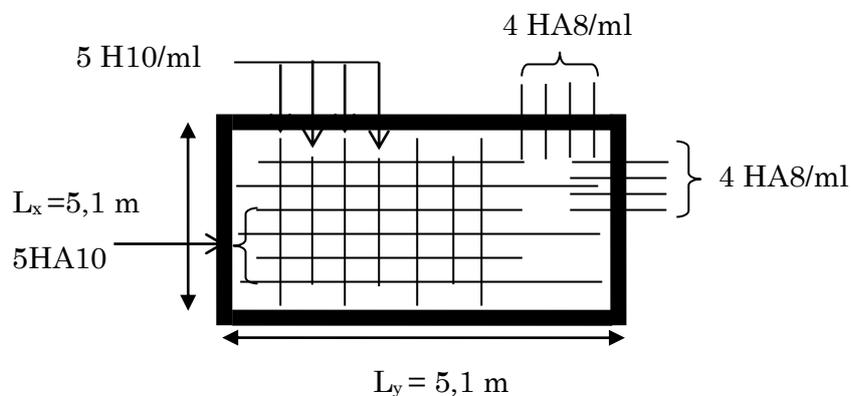


Figure III.8 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (sous-sol)

a.2 Type 2 (dalle de RDC)

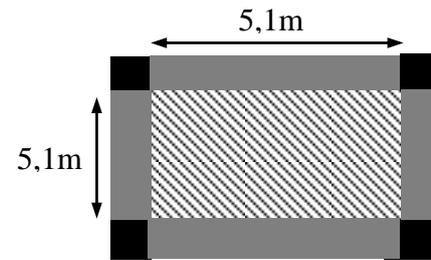
▪ **Evaluation des charges**

$$G = 5,92N / m^2, \quad Q = 5KN / m^2, e = 14cm$$

$$\underline{ELU} : P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = 15,492KN / m$$

$$\underline{ELS} : P_S = (G + Q) \times 1m = 10,92KN / m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{510} = 1 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$



• **Calcul à l'ELU**

$$v = 0 \text{ et } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 14,82KN.m \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 14,82KN.m \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 12,60KN.m \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 12,60KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times M_{ox} = 7,41KN.m \\ M_y^a = 0,5 \times M_{oy} = 7,41KN.m \end{cases}$$

• **Calcul de la section d'armatures**

$\rho = 1$, le calcul se fait pour un seul sens et sera le même pour le deuxième sens

Mêmes recommandations citées pour le type 1 on trouve les résultats suivants :

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)/ml$
En travée	12,60	0,066	0,085	0,112	3,23	1,12	5HA10=3,95
En appui	7,41	0,038	0,049	0,113	1,87	1,12	4HA8=2,01

Tableau III.26 Résultats de ferrailage de la dalle pleine (RDC).

• **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 20cm$ pour les deux sens en travée.

$$S_t = 25cm \text{ pour les deux sens en appui.}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **cisaillement**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{15,492 \times 5,10}{2} \times \frac{5,10^4}{5,10^4 + 5,10^4} = 19,75KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_u = \frac{19,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_u = 0,170MPa < 0,047f_{c28} = 1,17MPa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Les sollicitations**

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 12,52 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 12,52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

• **Moments en travées :** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 10,64 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 10,64 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Moments en appuis :** $M_a = -0,5 M_x \Rightarrow M_a = -6,26 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_x^t = 10,64 \text{ KN.m}, A = 3,95 \text{ cm}^2; d_x = 11,6 \text{ cm}; Y = 3,16 \text{ cm}; I = 5272,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$M_x^a = 6,26 \text{ KN.m}, A = 2,01 \text{ cm}^2; d_x = 11,6 \text{ cm}; Y = 2,36 \text{ cm}; I = 3012,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,027 < 0,042 \dots \dots \dots \text{Non vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$
2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0034 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

La première condition de flèche n'est pas vérifiée donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

Sens x-x $\lambda_i = 6,16; \lambda_v = 2,46$

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{f_j} (cm ⁴)	σ _j (MPa)	μ _j	f _{ji} (mm)
3,50	3,41	26532	81,91	0	1,030
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{f_g} (cm ⁴)	σ _g (MPa)	μ _g	f _{gi} (mm)
5,92	5,77	17891	138,55	0,078	2,585
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_p} (cm ⁴)	σ _p (MPa)	μ _p	f _{pi} (mm)
10,92	10,64	8541,4	255,58	0,34	9,989
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_g} (cm ⁴)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	f _{gv} (mm)
10,92	10,64	22236	138,55	0,078	6,240

Tableau III.27 Calcul de la flèche de la dalle pleine de RDC.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,26 \text{ cm} \\ f_{adm} &= 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{510}{1000} = 1,01 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \dots\dots\dots \text{Non Vérifier}$$

La solution proposée est d'augmenter la section des armatures tendues, la nouvelle section pour que la flèche soit vérifiée est de $A_t = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

$\Rightarrow \Delta f_t = 0,95 \text{ cm} < f_{adm} = 1,01 \text{ cm}$

4. Schéma de ferrailage

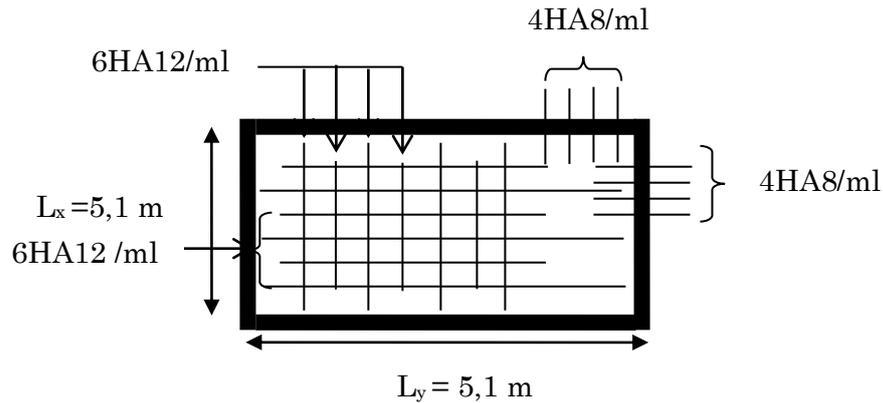


Figure III.9 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis (RDC).

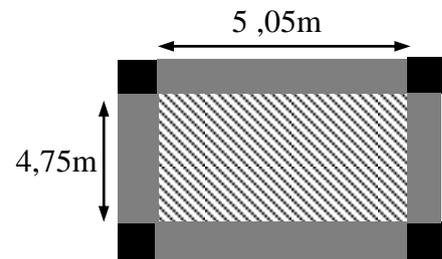
a.3 Type3 (Dalle pleine autour de l'ascenseur d'étage courant)

1. Evaluation des charges

$G = 4,84 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2, \quad e = 14 \text{ cm}$

$ELU : P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,28 \text{ KN/m}$

$ELS : P_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,34 \text{ KN/m}$



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{475}{505} = 0,94 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

2. Ferrailage

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,14) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul des sections de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{min} (cm^2)	A_a^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2/ml)	A_a^{adop} (cm^2/ml)
Sens xx	7,28	4,85	1,84	1,22	1,15	1,15	4HA10=3,16	4HA8=2,01
Sens yy	6,30	4,20	1,71	1,13	1,12	1,12	4HA10=3,16	4HA8=2,01

Tableau III.28 Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.(Type3).

* **Espacement des armatures en appui et en travée**

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$,

On opte: $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens (appui et travée).

3. Vérification à l'ELU**- Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{10,28 \times 4,75}{2} \times \frac{5,05^4}{4,75^4 + 5,05^4} = 13,69 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_U = \frac{13,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_U = 0,118 \text{ MPa}$$

$0,118 \text{ MPa} < 0,047 f_{c28} = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

4. Vérification à l'ELS

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 8,13 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 7,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 6,09 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 5,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -4,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

Selon L_x : $M_x^t = 6,09 \text{ KN.m}$, $A = 3,16 \text{ cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 2,87 \text{ cm}$; $I = 4400,5 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 5,53 \text{ KN.m}$, $A = 3,16 \text{ cm}^2$; $d_y = 10,8 \text{ cm}$; $Y = 2,26 \text{ cm}$; $I = 2583,6 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui: $M_x^a = 4,06 \text{ KN.m}$, $A = 2,01 \text{ cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 2,36 \text{ cm}$; $I = 3012,3 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3,18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,029 < 0,037 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0027 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens y-y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,027 < 0,037 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0029 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans les deux sens, donc on doit effectuer une vérification à la flèche. Suivant les mêmes procédures établies pour la dalle précédente on trouve les résultats suivants :

Sens x-x $\Delta f = 0,289 \text{ cm} < f_{adm} = 0,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y $\Delta f = 0,291 \text{ cm} < f_{adm} = 1,005 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

5. Schéma de ferrailage

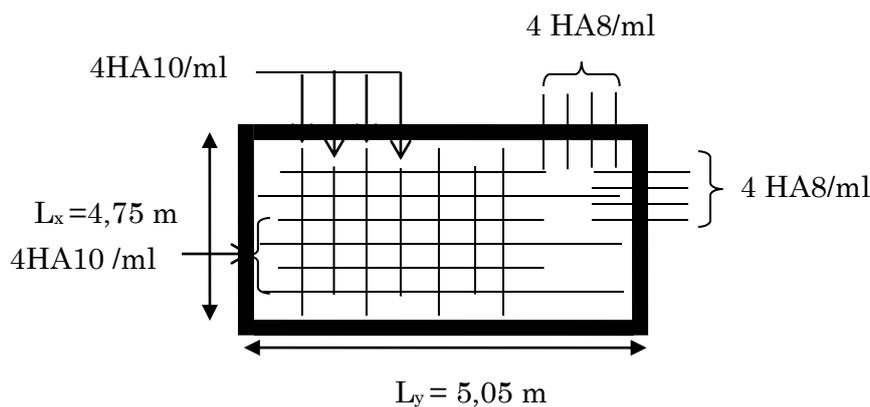


Figure III.10 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4.appuis type 3

a.4 type4 :Dalle pleine autour de l'ascenseur (terrasse inaccessible)

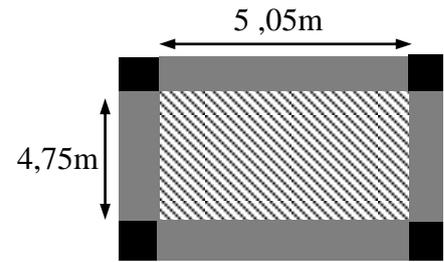
▪ **Evaluation des charges**

$$G = 7,18 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$\text{ELU} : P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11,19 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : P_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8,18 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{5,05} = 0,94 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$



▪ **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ² /ml)	A _a ^{adop} (cm ² /ml)
Sens xx	7,93	5,29	2,00	1,33	1,125	1,35	4HA10=3,16	4HA8=2,01
Sens yy	6,87	4,58	1,86	1,23	1,12	1,35	4HA10=3,16	4HA8=2,01

Tableau III.29 Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.(Type4).

▪ **Espacement des armatures travée et en appui**

$$\text{Armatures // } L_x: S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm},$$

On opte: **S_t=25cm** pour les deux sens (appui et travée).

▪ **Vérification à l'ELU**

* **Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{11,19 \times 4,75}{2} \times \frac{5,05^4}{4,75^4 + 5,05^4} = 14,90 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{14,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_U = 0,128 \text{ MPa} < 0,047 f_{c28} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification à l'ELS**

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 9,06 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 8,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{ox} = 6,79KN.m \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 6,17KN.m \end{cases}$

Moments en appuis $\{M_x^a = -0,5 \times M_{ox} = -4,53KN.m$

*** Vérification des contraintes**

Selon L_x : $M_x^t = 6,79KN.m$, $A = 3,16cm^2$; $d_x = 11,6cm$; $Y = 2,87cm$; $I = 4400,5 cm^4$

$\sigma_{bc} = 4,44MPa < 15MPa$Condition vérifiée.

Selon L_y : $M_y^t = 6,17KN.m$, $A = 3,16cm^2$; $d_y = 10,8cm$ $Y = 2,76 cm$; $I = 3764,8 cm^4$

$\sigma_{bc} = 4,52MPa < 15MPa$Condition vérifiée.

EN appui : $M_x^a = 4,53KN.m$, $A = 2,01cm^2$; $d_x = 11,6cm$ $Y = 2,36 cm$; $I = 3012,3 cm^4$

$\sigma_{bc} = 3,55MPa < 15MPa$Condition vérifiée.

*** Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}) \Leftrightarrow 0,029 < 0,037$Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0027 \leq 0,005$Vérifié.

BAEL91 (Art.L.IV,10)

Sens y-y

1. $\frac{h}{l_y} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}) \Leftrightarrow 0,027 < 0,037$..Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0029 \leq 0,005$Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens x-x $\Delta f = 0,594cm > f_{adm} = 0,95cm$ vérifier

Sens y-y $\Delta f = 0,539cm > f_{adm} = 1,005cm$ vérifier

▪ Schéma de ferrailage

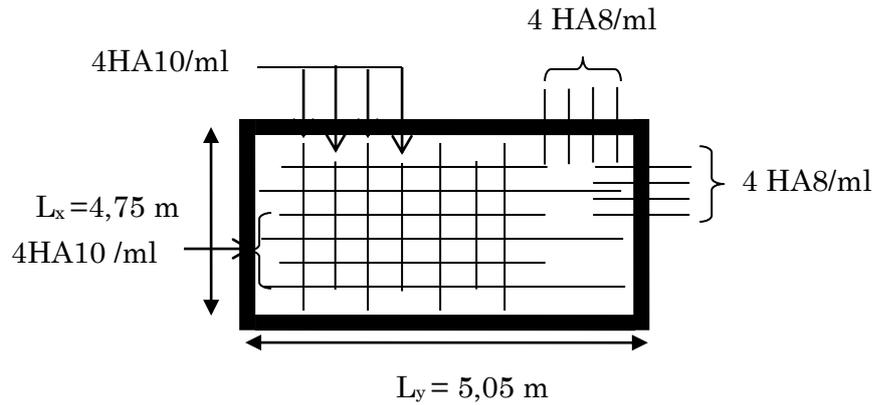


Figure III.11 Schema de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis.type4.

b. Dalle pleine sur trois appuis

▪ Méthode de calcul

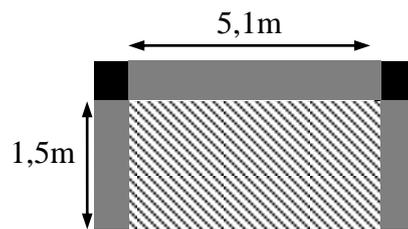
Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,5}{5,10} = 0,29 < 0,4$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5,10}{2} = 2,55m \Rightarrow L_x < L_y/2$$



Donc
$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a: $G = 5,84 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 14\text{cm}$

ELU $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13,13\text{KN/m}$

ELS $P_s = G + Q = 9,34\text{KN/m}$

$$\begin{cases} M_{0,y} = 13,13 \times \frac{1,5^3}{6} \Rightarrow M_{0,y} = 7,38 \text{KN.m} \\ M_{0,x} = 13,13 \times \frac{1,5^2}{2} \times 5,10 - \frac{2}{3} \times 13,13 \times 1,5^3 \Rightarrow M_{0,x} = 45,80 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{ty} = 0,85M_{0,y} = 6,27 \text{KN.m} \\ M_{tx} = 0,85M_{0,x} = 38,93 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \begin{cases} M_{ax} = -0,3M_{0,x} = -13,74 \text{KN.m} \\ M_{ay} = -0,5M_{0,y} = -3,69 \text{KN.m} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

	Sens	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	selon y	6,27	0,038	0,048	0,105	1,70	/	4HA8=2,01
	Selon x	38,93	0,204	0,288	0,102	10,90	1,12	10HA12=11,3
En appui	Selon y	3,69	0,022	0,028	0,106	0,99	/	4HA8=2,01
	Selon x	13,74	0,072	0,093	0,111	3,53	1,12	4HA12 =4,52

Tableau III.30 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

- Calcul de l'espacement des armatures en travée

// à L_x : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm})$. Donc : $S_t \leq 25\text{cm}$; On opte: $S_t=10\text{cm}$

// à L_y : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm})$. Donc $S_t \leq 33\text{cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

- Calcul de l'espacement des armatures en appuis

// à L_x : $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm})$. Donc : $S_t \leq 25\text{cm}$; On opte: $S_t=20\text{cm}$

// à L_y : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm})$. Donc $S_t \leq 33\text{cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

3. Vérification a l'E.L.U

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{13,13 \times 1,5}{2} \times \frac{5,1^4}{1,5^4 + 5,1^4} = 9,77 \text{KN}$$

- **Vérification des armatures transversales**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{9,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_{\max} = 0,084 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifier donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

4. Vérification a l'E.L.S

- **Les sollicitations**

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{0y} = 9,34 \times \frac{1.5^3}{6} = 5,25 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{t \text{ ser}y} = 0.85 \times 5,25 = 4,46 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 9,34 \times \frac{1.5^2}{2} \times 5,1 - \frac{2}{3} \times 9,34 \times 1.5^3 = 32,57 \text{ KN.m} \\ \Rightarrow M_{t \text{ ser}x} = 0.85 \times 32,57 = 27,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui : $M_{a \text{ ser}x} = -0,3 \times 32,57 = -9,77 \text{ KN.m}$

- **État limite des contraintes**

On a Fissuration nuisible donc les vérifications à faire sont la contrainte du béton et celle de l'acier

• **La contrainte dans le béton**

Selon L_x : $M_x^t = 27,68 \text{ KN.m}$, $A = 11,3 \text{ cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 4,80 \text{ cm}$; $I = 11524,1 \text{ cm}^4$
 $\sigma_{bc} = 11,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Selon L_y : $M_y^t = 4,46 \text{ KN.m}$, $A = 2,01 \text{ cm}^2$, $d_y = 10,8 \text{ cm}$; $Y = 2,26 \text{ cm}$; $I = 2583,6 \text{ cm}^4$
 $\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En appui : $M_x^a = 9,77 \text{ KN.m}$, $A = 4,52 \text{ cm}^2$, $d_x = 11,6 \text{ cm}$; $Y = 3,34 \text{ cm}$; $I = 5867,8 \text{ cm}^4$
 $\sigma_{bc} = 5,57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• **La contrainte dans l'acier**

F.P $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$

selon x – $x \sigma_{st} = 245,027 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa.}$

selon y – $y \sigma_{st} = 221,20 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa.}$

En appui $\sigma_{st} = 206,19 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa.}$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0, 1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve

$$A_{st} = 15,40 \text{ cm}^2 \text{ selon le sens x-x soit } \mathbf{10HA14 /ml}$$

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ selon le sens y-y. Soit } \mathbf{5HA8 /ml}$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ selon le sens x-x(en appui) soit } \mathbf{5HA12 /ml}$$

- Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,093 > 0,042 \dots \dots \dots$ Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0132 > 0,005 \dots \dots \dots$ Non Vérifié.

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,027 < 0,042 \dots \dots \dots$ Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0023 < 0,005 \dots \dots \dots$ Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens x-x $\Delta f = 0,179 \text{ cm} < f_{adm} = 0,3 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifier

Sens y-y $\Delta f = 0,288 \text{ cm} < f_{adm} = 1,01 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifier

5. Schéma de ferrailage

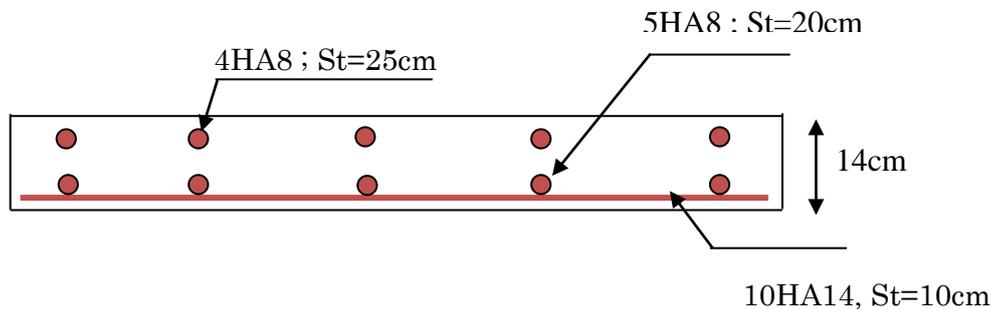


Figure III.12 Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis).

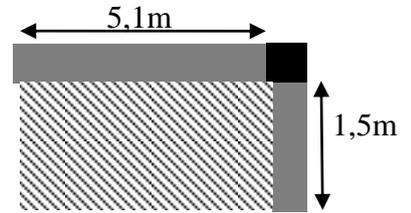
C. Dalle sur deux appuis (balcon)

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,29 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (sens x-x) elle est calcul comme une console encastree à une extremité et libre dans la 2^{ème} soumise à la flexion simple.

1. Evaluation des charges

$G = 4,84 \text{KN/m}^2 ; \quad Q = 3,5 \text{KN/m}^2 ; \quad e = 14 \text{cm}$

$Qg = 1 \text{KN}$ (la charge concentree due au poids propre du garde-corps).



- **A P'ELU** : $P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{m} = 11,78 \text{KN} / \text{m}.$

$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{KN/ml}.$

- **A P'ELS** : $P_s = (G + Q) \times 1 \text{m} = 8,34 \text{KN/m}.$

2. Calcul des sollicitations

$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$

$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$

$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$

$M_U = -\frac{11,78 \times 1,50^2}{2} - 1,35 \times 1,45 = -15,21 \text{KN.m}.$

$V_u = 11,78 \times 1,50 + 1,35 = 19,02 \text{KN}.$

$M_s = -\frac{8,34 \times 1,50^2}{2} - 1 \times 1,45 = -10,83 \text{KN.m}.$

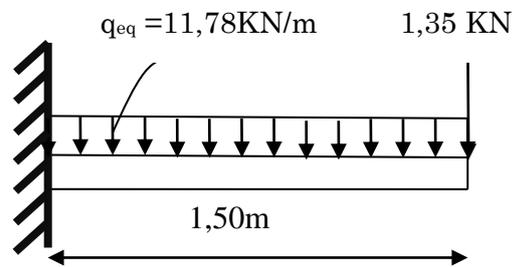


Figure III.13 Schéma statique de la dalle sur 2 appuis.

3. Ferrailage

- **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

$b = 100 \text{cm} ; h = 14 \text{cm} ; d_x = 11,6 \text{cm} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{MPa}$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	A min(cm ²)	A adapté(cm ²)/ml	St (cm)
15,21	0,079	0,103	0,11	3,93	0	1,25	5HA10=3,95	20

Tableau III.31 Calcul des armatures principales pour la dalle sur 2 appuis.

- **Les armatures secondaires (répartitions)**

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3,95}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} , \text{ On opte pour : } S_t = 25 \text{ cm}$$

4. Vérifications à l'ELU

- **l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{19,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa}.$$

Condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).

5. Vérifications à l'ELS

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; M_{ser} = 10,83 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; \Rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5868 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

- **La contrainte dans l'acier**

On a fissuration nuisible

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] 201,6 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 228,39 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}} ; \alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad 0 < \alpha < 1 ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{10,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116^2 \times 201,6} = 3,99 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : $\alpha = 0,53$; $A_{st} = 5,62 \text{ cm}^2$

$\sigma_{st} = 184,63 \text{ MPa} > 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = \mathbf{5HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec : $st \leq \min(2 \times e ; 25 \text{ cm})$; Soit $st = 20 \text{ cm}$

• la flèche

si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}}\right) \Leftrightarrow 0,093 > 0,0425 \dots \dots \dots$ Vérifié.
2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0048 < 0,005 \dots \dots \dots$ Vérifié

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

6. Schéma de ferrailage

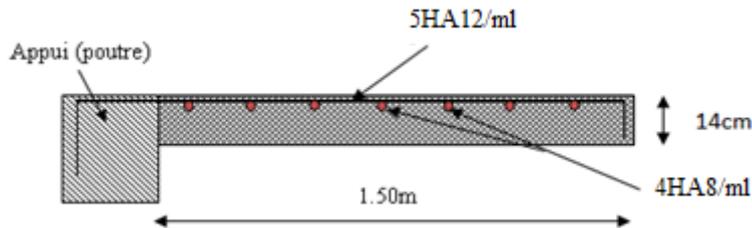


Figure III.14 Coupe transversale du ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

III.2 Etude de la rampe

Dans ce projet on a deux rampe de mêmes dimensions, donc l'étude se fera pour une seule avec assimilation à une poutre bi-encastée dans les poutres brisées.

a) Les charges et les surcharges sur la rampe

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)		
					G _{rampe}	4,00 KN/m ²
					Q _{rampe}	4,55 KN/m ²
I	Enduit en ciment	2	18	0,36		
	Dalle pleine	14/cos α	25	3,5		

Tableau III.32 Evaluation des charges sur la rampe

ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml = 12,22 \text{ KN / m}$

ELS : $P_s = (G + Q) \times 1ml = 8,55 \text{ KN / m}$

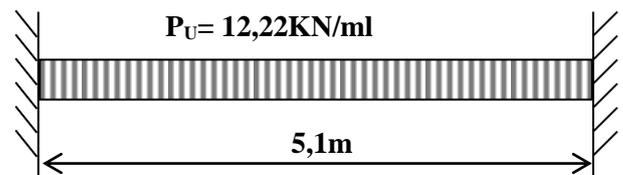


Figure III.15 Schéma statique de la rampe.

b) Calcul des sollicitations

• ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée :} \\ \text{En appui :} \\ \text{L'effort tranchant :} \end{array} \right. \begin{array}{l} M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{12,22 \times 5,1^2}{24} \Rightarrow M_t = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{12,22 \times 5,1^2}{12} \Rightarrow M_a = 26,48 \text{ KN.m} \\ V_u = 0,5 P_u \times L = 31,16 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\bullet \text{ ELS } \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_s = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{8,55 \times 5,1^2}{24} \Rightarrow M_s = 9,26 \text{ KN.m.} \\ \text{En appui : } M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{8,55 \times 5,1^2}{12} \Rightarrow M_a = 18,53 \text{ KN.m} \\ \text{L'effort tranchant : } V_s = 0,5 P_s \times L = 21,80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Calcul de la section d'armatures

➤ Armatures principales

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous.

	Sens	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2 / ml)$
En travée	selon y	13,24	0,070	0,091	0,110	3,43	1,38	4HA12=4,52
En appui	Selon x	26,48	0,141	0,191	0,106	7,16	1,38	7HA12=7,91

Tableau III.33 Résultats de ferrailage de la rampe.

➤ Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2 / ml \text{ on choisit : } 4HA10 = 3,16 cm^2 / ml$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,97 cm^2 / ml \text{ on choisit : } 4HA10 = 3,16 cm^2 / ml$$

➤ Ferrailage transversale

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

* Pas de reprise de bétonnage.

$$* \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa. \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{31,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,115} = 0,270 MPa < 1,17 MPa.$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

➤ Espacement des barres

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

$$- \text{ Armatures d'appuis : } S_t \leq (3 \times e ; 33) cm \Rightarrow S_t = 14 cm$$

$$- \text{ Armatures de répartition : } S_t \leq (4 \times e ; 45) cm \Rightarrow S_t = 25 cm$$

d) Vérifications à l'E.L.U

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa) = 3,25 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{31,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,115} = 0,270 MPa < \bar{\tau}_u \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (31,16 \times 10^3 - \frac{26,48 \times 10^3}{0.9 \times 0,115}) \times \frac{1,15}{400} = -0,64 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

e) **Vérification à l'E.L.S**

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	9,26	3,33	5,756	5,40	15	vérifiée
En appui	18,53	4,17	8,792	8,80	15	

Tableau III.34 Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Etat limite de déformation**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est : $f = \frac{P_s l^4}{384 EI}$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times 0,14^3 / 12 = 0,00022 \text{ m}^4$$

E : Module de Young E = 32000 MPa

L : longueur de la poutre L = 5,1 m

$$P_s = 8,55 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que $f < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5$, $f = 0,00213 \text{ m} = 0,213 \text{ cm}$

$f < \bar{f}$ Condition vérifier donc la dalle ne risque pas de fléchir.

f) **Schéma de ferrailage**

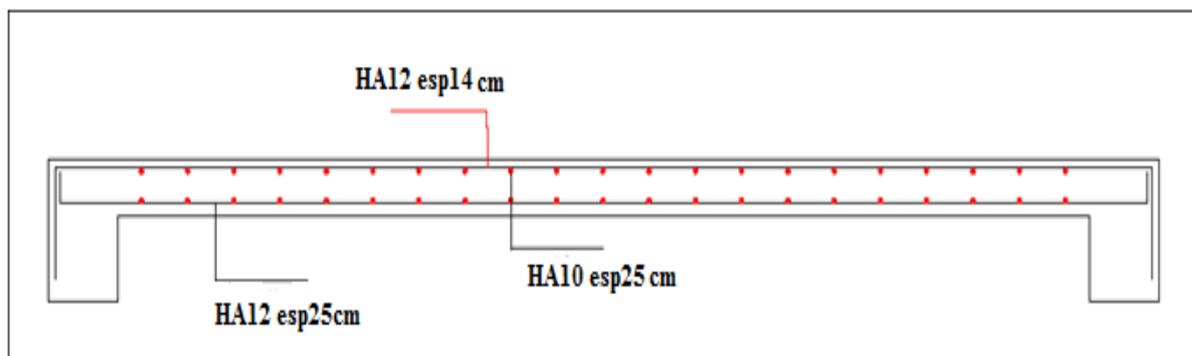


Figure III.16 Coupe transversale du ferrailage de la rampe.

III.2.1 Etude de la poutre brisée

Elle reprenne les Charge transmises par la Rampe et ce calcul à la flexion simple.

1. Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,66 \leq h \leq 52cm$$

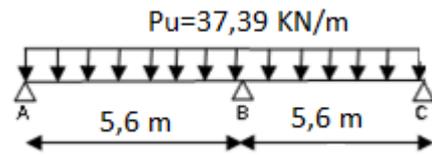
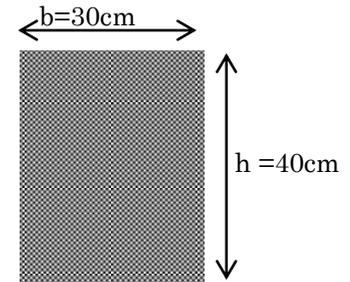


Figure III.17 Schéma statique de la poutre brisée.

On prend: h=40cm et b=30cm

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifier.}$$



2. calcul des charges

La poutre est soumise à :

- son poids propre : $G_p = 0,3 \times 0,4 \times 25 / \cos 15,50 = 3,11 \text{ KN/m}$
- une surcharge : $Q_0 = Q \times b = 4,55 \times 0,3 = 1,36 \text{ KN/m}$.
- une charge transmise par le panneau de la rampe (charge rectangulaire) égale à $(\frac{P_{rampe} \times l_x}{2} = q)$

	$P_{rampe} \text{ (KN/m)}$	$q \text{ (KN/m)}$	$P_{poutre} \text{ (KN/m)}$	$q_t = q + p_{poutre} \text{ (KN/m)}$
ELU	12,22	31,16	6,23	37,39
ELS	8,55	21,80	4,47	26,27

Tableau III.35 Chargement qui revient à la poutre brisée.

3. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait comme une poutre continue sur trois appuis.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifier car on a :

- $Q \leq \text{Min} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ Vérifiée.
- $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ Vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées... Vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N)..... Vérifiée.

Le calcul de différentes sollicitations est résumé dans le tableau suivant :

	$M_o(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M^{appui\ inter}(KN.m)$	$M^{appui\ rive}(KN.m)$	$V^{max}(KN)$
ELU	146,56	124,57	-87,93	-21,98	120,39
ELS	102,97	87,52	-61,78	-15,44	84,58

Tableau III.36 Les sollicitations sur la poutre brisée.

4. Ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	124,57	0,214	0,304	0,332	11,02	1,34	2(3HA16)=12,06
En appui intermédiaire	87,93	0,151	0,205	0,339	7,34	1,34	3HA14+3HA12=8,01
En appui de rive	21,98	0,037	0,048	0,362	1,74	1,34	3HA12=3,39

Tableau III.37 Résultats de ferrailage de la poutre brisée.

5. Vérifications à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{120,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 1,08MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(120,39 \times 10^{-3} - \frac{87,93 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37}\right) \times \frac{1,15}{400} = -4,13cm^2 \dots \text{vérifiée}$$

6. Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10 \text{ mm}$$

Soit cadres **HA8** plus étriers **HA8**

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t = \min \begin{cases} (0,9 \times d; 40cm) = 33,33cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 67cm \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 62,74 \end{cases} \quad \text{On opte: } S_t = 15cm \text{ en travée et } S_t = 10cm \text{ en appui}$$

7. Vérification à l'E.L.S

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	87,52	15,95	12,073	11,6	15	vérifiée
En appui	61,78	13,67	9,094	9,3	15	

Tableau III.38 Vérification des contraintes à l'E.L.S.

➤ Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.071 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.071 < 0.085 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0108 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

à l'aide du logiciel **SOCOTEC** on trouve :

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,98cm \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{560}{1000} + 0,5 = 1,06cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

8. Schéma de ferrailage

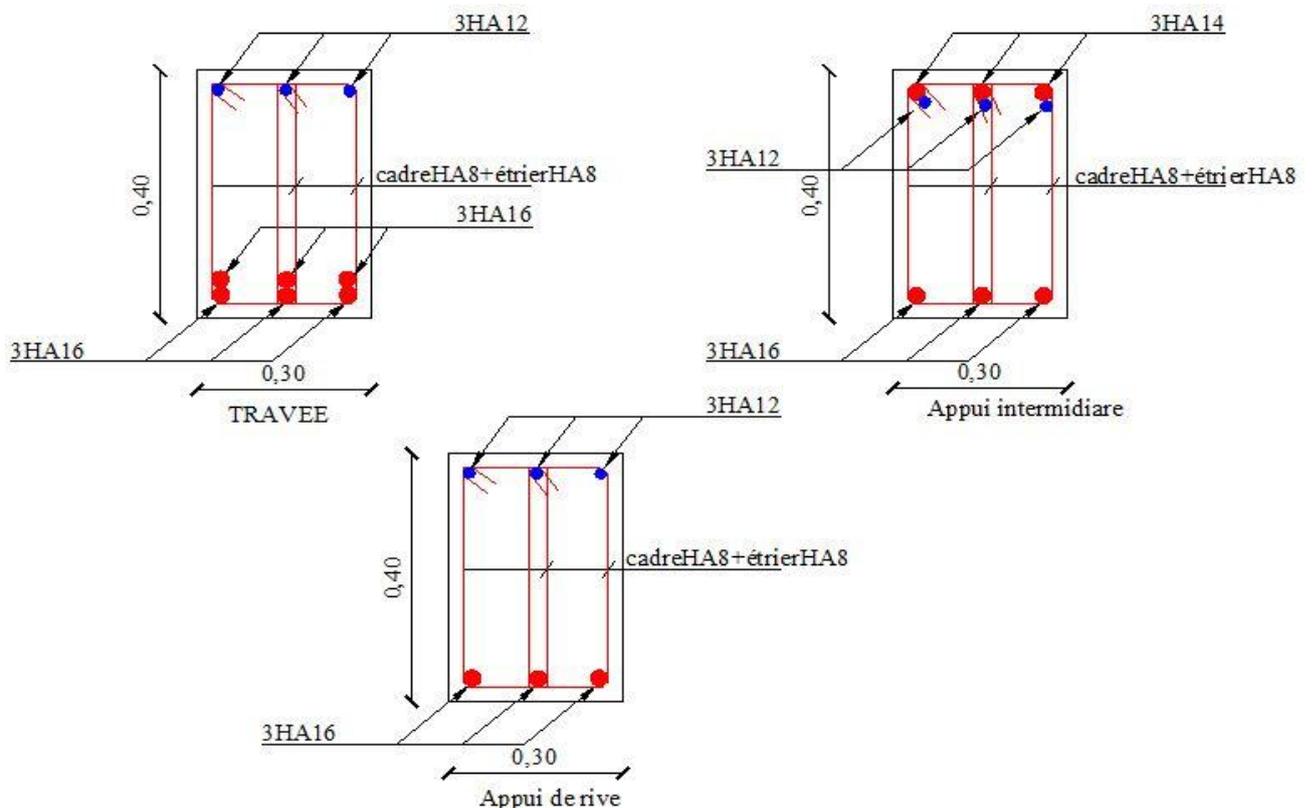


Figure III.18 Coupe transversale du ferrailage de la poutre brisée.

III.3 Etude des escaliers

1. Type 1 : escalier d'étage courant

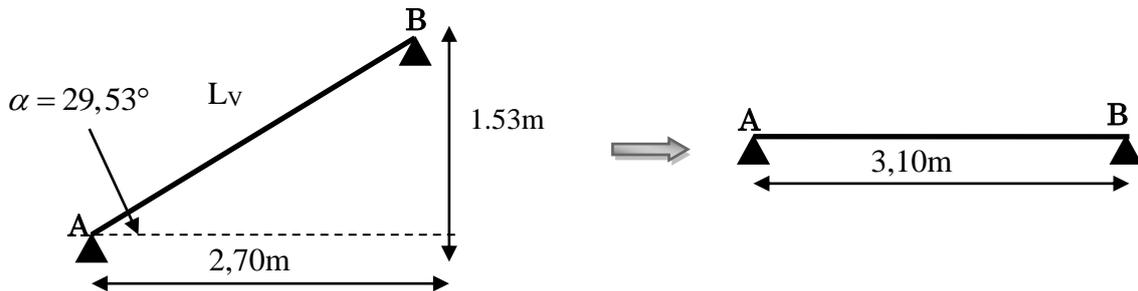


Figure III.19 Schéma d'une volée d'étage courant.

a) Les charges

$$G_{\text{volée}} = 8,01 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinaison de charges

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,56 \text{ KN/m} ; \text{ELS} : q_s = G + Q = 10,51 \text{ KN/m}$$

c) Les sollicitations aux différents états limites

	$q_u(\text{KN/ml})$	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\text{max}}(\text{KNm})$	$M_A = M_B^{\text{max}}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	14,56	17,49	14,87	8,74	22,57
ELS	10,51	12,62	10,73	6,31	16,29

Tableau III.39 Sollicitations sur la volée d'étage courant.

d) Ferrailage

➤ Ferrailage longitudinale

- Les fissurations sont considérées comme peu nuisibles .
- La section est soumise à la flexion simple.
- L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $c = 2\text{cm}$.

Le calcul du ferrailage est donné dans le tableau ci-dessous :

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{\text{CAL}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{Adobté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	14,87	0,072	0,094	0,115	3,70	1,45	5HA12=5,65
appui	8,74	0,042	0,054	0,117	2,14	1,45	5HA8=2,51

Tableau III.40 Ferrailage d'escalier type 1.

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} \Rightarrow A_t = 1,41 \text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit **4HA8 = 2,01cm²/ml**

➤ **Ferraillage transversale**

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- Pas de reprise de bétonnage.
- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{MPa}$. $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{22,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,15 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa}$.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

➤ **Espacement des barres**

- Armatures principe : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$
- Armatures de répartitions $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm}$

e) **Vérifications à l'ELU**

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (22,57 \times 10^{-3} - \frac{8,74 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,15}) \times \frac{1,15}{400} = -1,21 \text{cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

f) **Vérification à L'ELS**

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

En appuis

$$\begin{cases} \frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \\ 50 \times y^2 + 37,65 \times y - 564,75 = 0 \Rightarrow y = 2,6 \text{cm} \\ I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3911,8 \text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,31 \times 10^{-3}}{3911,8 \times 10^{-8}} \times 0,026 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,28 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée $\{ y = 3,7 \text{cm} ; I = 7526,1 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,73 \times 10^{-3}}{75261 \times 10^{-8}} \times 0,037 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,33 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

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

$$\frac{h}{l} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}) \Leftrightarrow 0,045 > 0,042 \dots \text{Vérifiée} \quad \text{BAEL91 (L, VI, 2)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0037 < 0,005 \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

g) Schéma de ferrailage

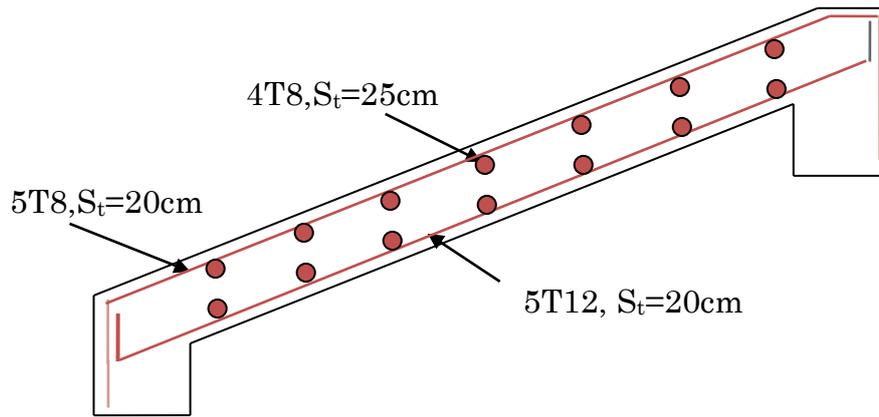


Figure III .20 Disposition des armatures dans la paillasse.

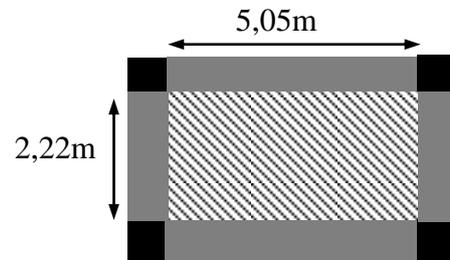
1.1 Etude du palier intermédiaire

a. Evaluation des charges

$$G = 5,02 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2, \quad e = 14 \text{ cm}$$

$$\text{ELU} : P_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,52 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : P_S = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,52 \text{ KN} / \text{m}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,22}{5,05} = 0,43 \Rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y.$$

b. Calcul de la section d'armatures

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2 / \text{ml})$
En travée	selon x	4,70	0,024	0,031	0,114	1,18	1,43	4HA10=3,16
	Selon y	1,17	0,007	0,008	0,107	0,31	1,12	4HA8=2,01
En appui	Selon y	2,76	0,014	0,018	0,115	0,69	1,43	4HA8=2,01
	Selon x	0,69	0,004	0,005	0,107	0,18	1,12	4HA8 =2,01

Tableau III.41 Ferrailage du palier intermédiaire.

- Espacement des armatures travée et en appui

$$\text{Armatures // } L_x: S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm,}$$

On opte: $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens (appui et travée).

c. Vérification à l'ELU

- **Cisaillement**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{10,52 \times 2,22}{2} \times \frac{5,00^4}{2,22^4 + 5,00^4} = 11,24 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{11,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_U = 0,096 \text{MPa} < 0,047 f_{c28} = 1,17 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification à l'ELS

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1087 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 4,04 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1,24 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 3,43 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 1,05 \text{KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\begin{cases} M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{ox} = -2,02 \text{KN.m} \end{cases}$

- **Vérification des contraintes**

Selon L_x : $M_x^t = 3,43 \text{KN.m}$, $A = 3,16 \text{cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{cm}$; $Y = 2,76 \text{cm}$; $I = 3764,8 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2,52 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 1,05 \text{KN.m}$, $A = 2,01 \text{cm}^2$; $d_y = 10,8 \text{cm}$; $Y = 2,26 \text{cm}$; $I = 2583,6 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0,92 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

EN appui : $M_x^a = 2,02 \text{KN.m}$, $A = 2,01 \text{cm}^2$; $d_x = 11,6 \text{cm}$; $Y = 2,26 \text{cm}$; $I = 2583,6 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1,77 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,063 > 0,042 \dots \dots \text{Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0027 \leq 0,005 \dots \dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art .L.IV,10)}$

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,027 < 0,042 \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0018 \leq 0,005 \dots \dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans le sens y-y.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens y-y $\Delta f = 0,060 \text{cm} < f_{adm} = 1,005 \text{cm} \dots \dots \text{vérifier.}$

e. Schéma de ferrailage

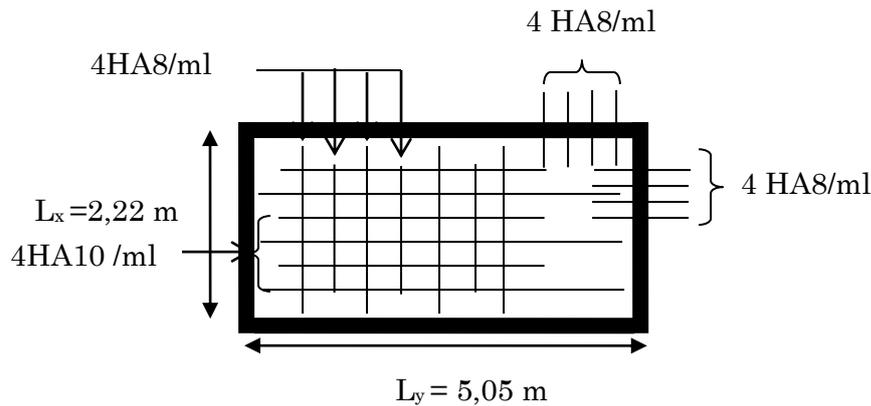


Figure III.21 Ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

1.2 Etude de la poutre palière

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion.

A. Dimensionnement

$$l = 5,00m \Rightarrow \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 33,33cm \leq h \leq 50cm$$

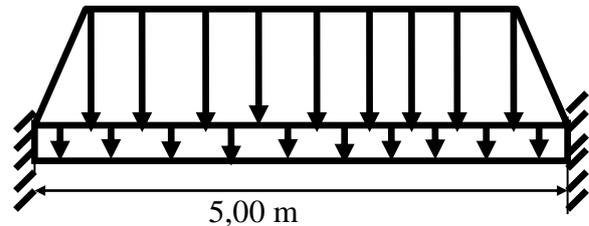
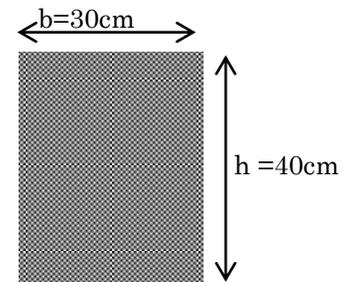


Figure III.22 Schéma statique de la poutre palière.

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$



B. les charges

- Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/ml}$
- Une charge transmise par le palier de repos (trapézoïdale) égale à :

$$q_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$q_m = \frac{1,35 \times 5,02 + 1,5 \times 2,5}{2} \left(1 - \frac{0,48^2}{3} \right) \times 2,4 = 11,66 \text{ KN/m} \quad \text{à l'ELU}$$

$$q_m = \frac{5,02 + 2,5}{2} \left(1 - \frac{0,48^2}{3} \right) \times 2,4 = 8,33 \text{ KN/m} \quad \text{à l'ELS}$$

- La réaction d'appui est une charge $R_B = 22,57 \text{ KN/ml}$

C. Calcul des sollicitations

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35 G_0 + R_B + q_m = 38,28 \text{KN/ml} \\ \text{En travée : } M_t = \frac{q \times l^2}{24} = \frac{38,28 \times 5,00^2}{24} = 39,87 \text{KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{38,28 \times 5,00^2}{12} = 79,75 \text{KN.m} \\ \text{Effort tranchant : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 95,70 \text{KN} \end{array} \right. \\
 & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{ELU} \\
 \\
 & \left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}} = G_0 + R_B + q_m = 27,62 \text{KN/ml} \\ \text{En travée : } M_t = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{24} = \frac{27,62 \times 5,00^2}{24} = 28,77 \text{KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{12} = \frac{27,62 \times 5,00^2}{12} = 57,54 \text{KN.m} \\ \text{Effort tranchant : } V_u = \frac{q_s \times l}{2} = 69,05 \text{KN} \end{array} \right. \\
 & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{ELS}
 \end{aligned}$$

D. Ferrailage

Le calcul se fait pour une section (b × h)

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

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	39,87	0,0685	0,088	0,356	3,21	1,34
En appuis	79,75	0,137	0,185	0,342	6,69	1,34

Tableau III.42 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple .

E. Vérification à l’E.L.U

- Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{95,70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,86 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (95,70 \times 10^{-3} - \frac{79,75 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37}) \times \frac{1,15}{400} = -3,86 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \text{Min} (\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1^{\text{min}}) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{mm} \text{ ,On adopte : } S_t = 15 \text{cm.}$$

$$A_t = b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 f_{tj}) / 0,8 \times f_e = 0,3 \times 0,15 \times (0,86 - 0,3 \times 2,1) / 0,8 \times 400 = 0,32 \text{cm}^2.$$

b . Calcul à la torsion

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_u = \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$

M_u : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée.

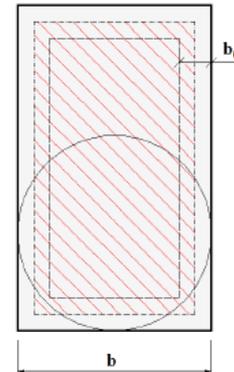
$$M^{torsion} = M_a = 8,74 \text{KN.m}$$

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur des parois

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm} \quad \Rightarrow \Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{cm}^2.$$



- **Armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{cm}.$$

$$A_l = \frac{120 \times 8,74}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 1,72 \text{cm}^2.$$

- **Section d'armatures finale**

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3,21 + \frac{1,72}{2} \Rightarrow A^t = 4,07 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^t = 3\text{HA14} = 4,62 \text{cm}^2$$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 6,69 + \frac{1,72}{2} \Rightarrow A^a = 7,55 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8,01 \text{cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Chap. I.III)}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 79,75 \text{KN}; \tau_{flexion} = 0,86 \text{MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{0,0875 \times 2 \times 0,05} = 0,99 \text{MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 1,31 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $St=15\text{cm}$ en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2$$

• **Armatures transversales :** On opte $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0,21\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^t = 0,14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{cases}$$

• **Section d'armature transversale à prendre**

$A = 0,23+0,15 \Rightarrow A = 0,35\text{cm}^2$ On choisit : un cadre et un étrier de HA8

• **Vérification à l'E.L.S**

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $0,5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

Aux appuis : $M_a=57,54\text{KN.m}$; $y = 13,67\text{cm}$; $I = 90941 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 8,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié.

En travée : $M_t=28,77\text{KNm}$; $y=10,97\text{cm}$; $I=60156\text{cm}^4$.

$\sigma_{bc} = 5,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié.

- **Evaluation de la flèche**

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est : $f = \frac{P_s l^4}{384EI}$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,3 \times 0,4^3 / 12 = 0,0016 \text{ m}^4$$

E : Module de Young $E = 32000 \text{ MPa}$

L : longueur de la poutre $L = 5,00 \text{ m}$

$P_s = 27,62 \text{ KN/m}$

On doit vérifier que $f \leq \bar{f}$ avec : $\bar{f} = \frac{l}{500} = 1,00\text{cm}$, $f = 0,09 \text{ cm}$

$f < \bar{f}$ Condition vérifié, donc la poutre ne risque pas de fléchir.

• Schéma de ferrailage de la poutre palière

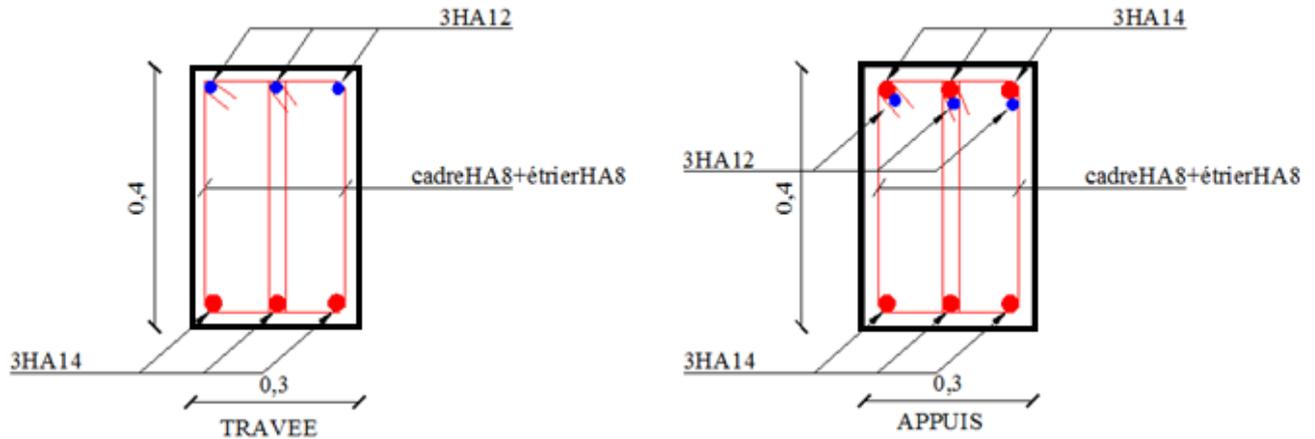


Figure III.23 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

2. Type 2 : premier volet d'étage RDC

Même étude que celle du type 1 on trouve le même ferrailage.

2.1 Etude du palier de repos de RDC

a) Evaluation des charges

On a: $G = 5,84 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35G + 1,5 Q = 11,63 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 5,84 + 2,5 = 8,34 \text{ KN/m}^2$

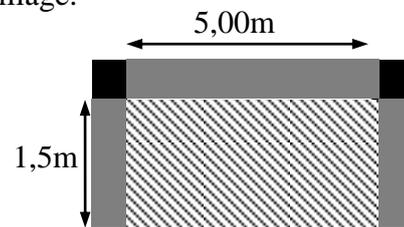


Figure III.24 Palier de repos du RDC

b) Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,5}{5,00} = 0,3 < 0,4 \quad ; \quad \frac{L_y}{2} = \frac{5,00}{2} = 2,5m \Rightarrow L_x < L_y / 2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = 11,63 \times \frac{1,5^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 6,54 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11,63 \times \frac{1,5^2}{2} \times 5,00 - \frac{2}{3} \times 11,63 \times 1,5^3 \Rightarrow M_{0x} = 39,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $\begin{cases} M_{ty} = 0,85M_{0y} = 5,56 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0,85M_{0x} = 33,36 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis $\begin{cases} M_{ax} = 0,3M_{0x} = 11,77 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3M_{0y} = 1,66 \text{ KN.m} \end{cases}$

c) Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci –dessous :

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
En travée	x-x	33,36	0,1812	0,251	0,102	9,35	1,37	10HA12=11,30
	y- y	5,56	0,0336	0,0428	0,106	1,50	1,30	4AH8=2,01
En appui	y- y	1,96	0,01	0,012	0,107	1,30	1,30	4HA8=2,01
	x-x	11,77	0,063	0,082	0,110	3,06	1,37	4HA10 =3,16

Tableau III.43 Résultats de ferrailage du palier de repos.

d) Calcul de l'espacement des armatures en travée

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=10cm$

- Calcul de l'espacement des armatures en appuis

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm)$. Donc $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t=25cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm)$. Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t=25cm$

e) Vérification à l'E.L.U

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{11,63 \times 1,5}{2} \times \frac{5,00^4}{1,5^4 + 5,00^4} = 8,65KN$$

➤ Vérification des armatures transversales

- La dalle est collée sans reprise de bétonnage

$$- \tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{8,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,116} \Rightarrow \tau_{\max} = 0,0074MPa < \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17MPa$$

Les deux conditions sont vérifier donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

f) Vérification a l'E.L.S

• **État limite de compression du béton**

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (KN.m)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	xx	23,92	4,9	1,2466	9,40	15	
	yy	3,98	2,4	0,228	4,18	15	
En appui	xx	8,44	2,87	0,440	5,51	15	
	yy	1,40	2,26	0,258	1,23	15	

Tableau III.44 Vérification des contraintes à l'ELS.

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,093 > 0,042 \dots$ Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0099 < 0,005 \dots$ Non Vérifié.

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,028 < 0,0425 \dots$ Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0018 < 0,005 \dots$ Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification de la flèche.

Sens x-x
$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,185cm \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{150}{500} = 0,3cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots$$
 Vérifier

Sens y-y $\Delta f = 0,235cm < f_{adm} = 1cm \dots \dots \dots$ Vérifier

g) Schéma de ferrailage

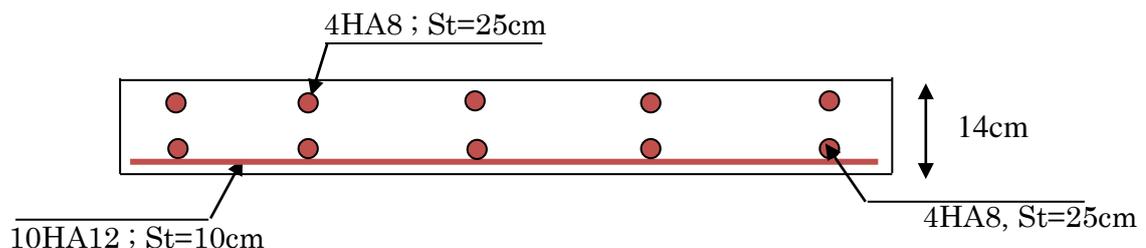
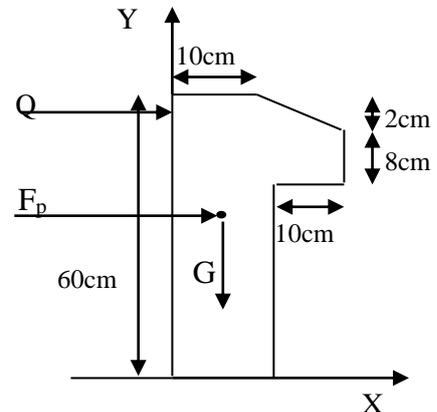


Figure III.25 Coupe transversale en appui.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien

des bâtiments. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.



a) Hypothèse de calcul

- * L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- * La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- * Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

b) Evaluation des Charges verticales *Figure III.26 Coupe transversale de l'acrotère.*

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$
- * La charge due à la main courante : $Q=1KN$

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W_p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0,454	2,179	1,00

Tableau III.45 Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

c) Charges horizontales

D'après le *RPA99 Article 6.2.3* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6-1) du *RPA99(2003)*.

W_p : Poids de l'acrotère.

Pour ce projet on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,179 \Rightarrow F_p = 1,05KN$.

d) Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0628 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,332 \text{ m}$$

- L'acrotère est soumise à :

$$N_G = W_p = 2,179 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,05 \times 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,35 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,179	2,94	2,179
M (KN.m)	0,95	0,9	0,6

Tableau III.46 Combinaison d'action de l'acrotère.

e) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0,9}{2,94} = 0,306 \text{ m} ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de

L'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

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

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales,

avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; H/250) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$H : \text{ hauteur de l'acrotère} = 60 \text{ cm} \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée

Sous la charge considérée.

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 10\text{cm} ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement.} \Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$$

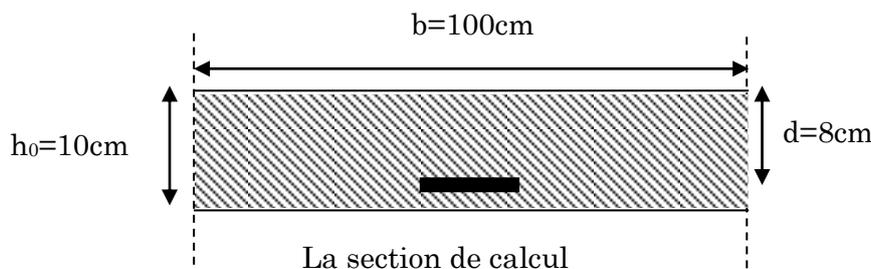
$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.864 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 0,864 + 30,60 + 2 = 33,47 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

f) ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2,94 \text{ KN.} \\ M_u = N_u \times e = 2,94 \times 0,3346 = 0,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$



• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,98 + 2,94 \times (0,08 - 0,10 / 2) = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}}{0,8} = 0,014$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1,06 \times 10^{-3}}{348 \times 0,079} = 0,385 \text{ cm}^2.$$

Calcul à flexion composée :

$$N_u \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 0,385 \times 10^{-4} - \frac{2,94 \times 10^{-3}}{348} = 0,301 \text{ cm}^2.$$

g) Vérification à l'ELU

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

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

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4\Phi6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,05 + 1 \Rightarrow V_u = 2,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad V_u = F_p + Q \quad \text{CBA93 (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec : $\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,283 \text{ MPa}.$$

$\Psi = 1,5$ pour acier HA

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Vérifiée.}$$

h) Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2,179 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour (les hautes adhérences)

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{on a } F.P \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

▪ Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2,179} = 0,275 \text{ m.}$$

$$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort

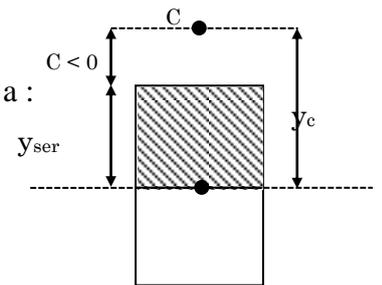
normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

▪ Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = e_G - h/2 \Rightarrow 0,275 - 0,05 = 0,225 \text{ m}$$



Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$\text{Avec : } P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (0,225)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,08 - 0,225}{1} \Rightarrow P = -0,154 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (0,225)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,08 - 0,225)^2}{1} \Rightarrow q = -0,023 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -0,023^2 + \frac{4 \times (-0,154)^3}{27} = -9,883 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \phi = 7,67^\circ \quad a = 0,54m$$

$$Y_1 = 45,3 \text{ cm}; \quad Y_2 = -24,4 \text{ cm}; \quad Y_3 = -20,9 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < H = 10 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = 45,30 \Rightarrow Y_1 + C = 67,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$Y_2 = -24,4 \Rightarrow Y_2 + C = -1,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = -20,9 \Rightarrow Y_3 + C = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = -20,4 \text{ cm} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 1,6 \text{ cm.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -6,56 \times 10^{-5} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{-6,56 \times 10^{-5}} \times 0,016 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,6 \times 10^{-3}}{-6,56 \times 10^{-5}} \times (0,08 - 0,016) \Rightarrow \sigma_s = -8,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

i) schéma de ferrailage

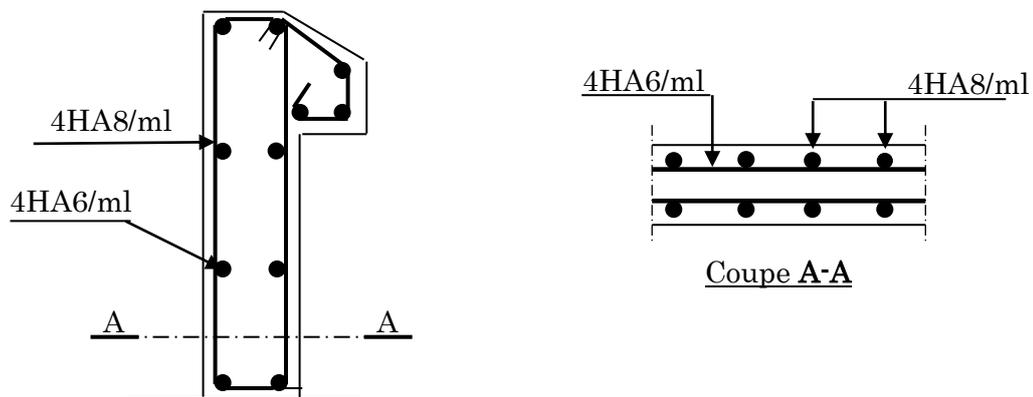


Figure III.27 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. L'ascenseur

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de 7 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s

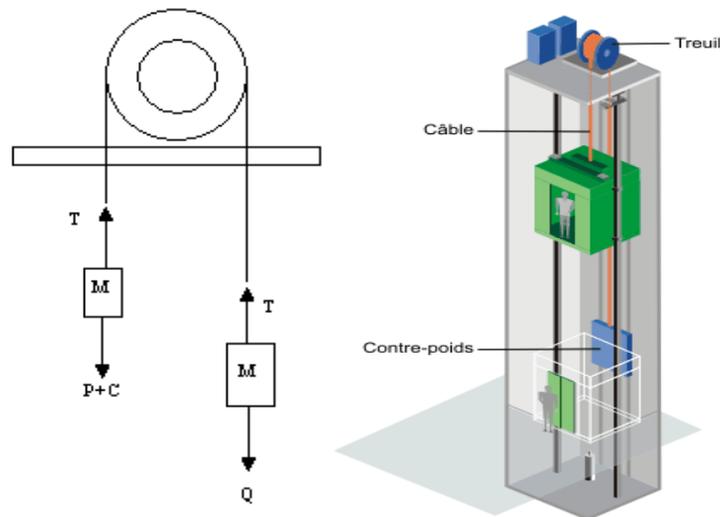


Figure III.28 Schéma statique et concept d'ascenseur.

III.5.1 Etude de la dalle l'ascenseur

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc. ,donc on fixe une épaisseur $e=15\text{cm}$

1. Cas d'une charge répartie

a. Evaluations des charges

- La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée (5cm) $0,05 \times 22 = 1,1 \text{KN/m}^2$.

Dalle en béton armé (15cm) $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.

Le poids de la machines $145/2,56 = 56,125 \text{KN/m}^2$. $G = 60,975 \text{KN/m}^2$.

- La charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

b. Combinaisons des charges

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 83,816 \text{KN/ml.}$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 61,975 \text{KN/ml.}$$

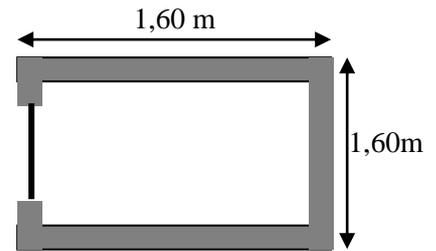


Figure III.29 Cage d'ascenseur.

c. Détermination des sollicitations

➤ **Moments**

$\alpha = l_x / l_y = 1,00 > 0,4$ On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x PL_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 83,81 \times 1,6 \times 1,6 = 7,89 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 1,00 \times 7,89 = 7,89 \text{KN.m.} \end{cases}$$

• **Correction des moments**

En travée: $\{M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0x} = 6,711 \text{KN.m.}$

En appui: $\{M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_{0x} = 2,067 \text{KN.m.}$

➤ **Efforts tranchants**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{83,81 \times 1,6}{2} \times \frac{1,6^4}{1,6^4 + 1,6^4} = 33,52 \text{KN}$$

d. Ferrailage

Le calcul se à la flexion simple pour une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur avec :

$d_x = 12,5 \text{cm}$ et $d_y = 11,5 \text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
travée	x-x	6,711	0,0303	0,0384	0,123	1,56	1,12
	y-y	6,711	0,0358	0,0456	0,112	1,70	1,12
appui		2,067	0,0107	0,0134	0,124	0,54	1,12

Tableau III.47 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$;

$e = 15cm ; b = 100cm ; \rho = 1,00$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1,12cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1,12cm^2 / ml \end{cases}$$

• **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 $S_t = 25cm$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	6,711	2,067	1,56	1,12	0,54	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	6,711	2,067	1,70	1,12	0,54	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.48 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties.

e. **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 60,975 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 61,975KN / m^2$

$\rho = 1,00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_0^x = 6,99KNm \end{cases}$

• **Correction des moments**

$M_{tser}^x = M_{tser}^y = 0,85 \times M_0^x = 5,94KNm$

• **Vérification des contraintes**

○ **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x = Sens y-y :

$A_x = A_y = 3,14cm^2, b = 100 cm, d = 12,5 cm ; y = 2,85cm ; I = 4295,8cm^4$

$\sigma_{bc} = 3,95MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa$ c'est vérifier.

2. Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

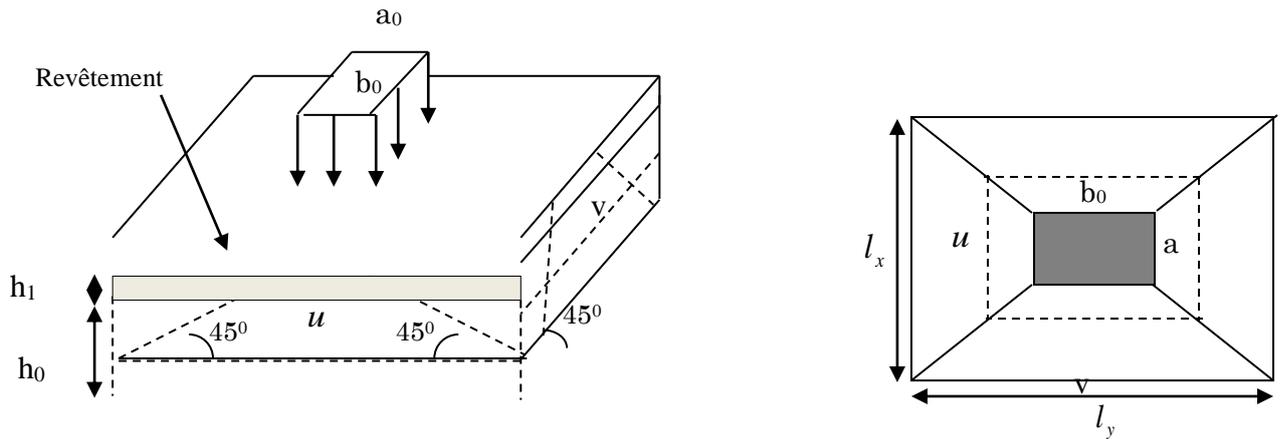


Figure III.30 Schéma représentant la surface d'impact.

a. Calcul du rectangle d'impact (u.v.)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- * 0,75 si le revêtement moins de résistance
- * Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Evaluation des moments sous charge concentrée

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 64,3 \Rightarrow P_u = 86,805 \text{ KN}$

M^1 et M^2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins Annexe II

En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1,00$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,65 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,65 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0,07; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,65 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,65 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 0,07$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 86,805 \times 0,07 = 6,07 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 86,805 \times 0,07 = 6,07 \text{ KNm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 6,07 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 6,07 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1,00 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{array} \right. \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,125 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7,068 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,665 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,665 \text{ KNm}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont : $\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,735 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,735 \text{ KNm} \end{array} \right.$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée: $\left\{ \begin{array}{l} M_{lx} = M_{ly} = 0,85 M_{0x} = 5,72 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

En appui: $\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 2,02 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

c. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec $d_x = 12,5 \text{ cm}$ $d_y = 11,5 \text{ cm}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	5,72	2,02	1,50	1,12	0,47	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	5,72	2,02	1,45	1,12	0,47	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.49 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

d. Vérification à l'E.L.U

- **Vérification au poinçonnement :** $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ *BAEL91 (Article H. III.10)*

Avec : P_u est la charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm. ; } p_u = 86,805 \text{ KN}$$

$$p_u = 86,805 \text{ KN} < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100 \text{ cm ; } d_x=12,5 \text{ cm.}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27,55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,2271 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,166 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

e. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 64,3 \times (0,07 + 0,2 \times 0,07) = 5,401 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 64,3 \times (0,07 + 0,2 \times 0,07) = 5,401 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,66 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,66 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$M_y = M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,401 + 0,66 = 6,061 \text{ KNm}$$

- **Correction des moments**

$$\text{En travée: } \{ M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 5,15 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appui: } \{ M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 1,81 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens y-y = Sens x-x :

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 12,5 \text{ cm}$; $y = 2,85 \text{ cm}$; $I = 4295,8 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3,41 < 15 \text{ MPa}$ c'est vérifié.

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

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

- **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x'}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,093 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$ *BAEL91 (Art.L.IV,10)*

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0025 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$

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

2. Schéma de ferrailage

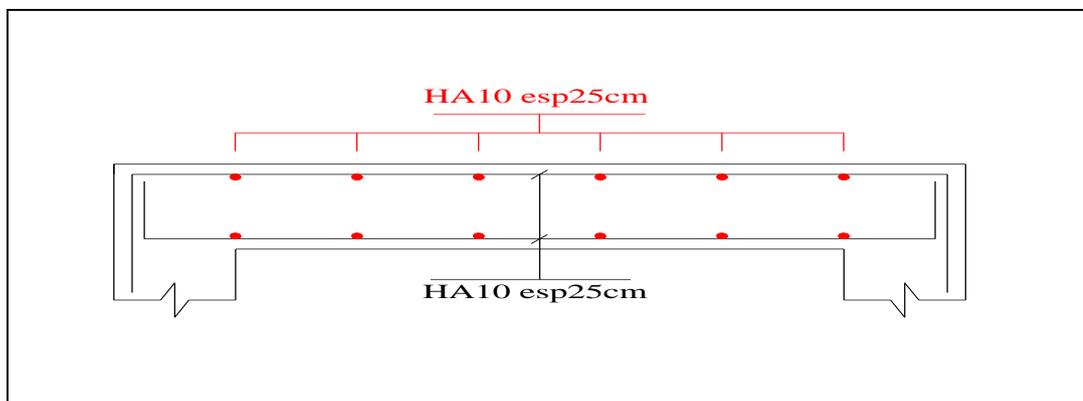


Figure III.31 Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le *BAEL* et le *RPA*.

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000.V.14**

IV.1 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter 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.

Dans le cas particulier de ce 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 Méthodes de calcul

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

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *Ila* et 30m en zone *Iib* et *III*.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le *RPA article4.1.2*.

IV.3 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de cette structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante 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.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.4)}$$

$$2) \quad T_2 = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 47,52 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

RPA99 (tableau 4.6)

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

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0,905\text{s}$.

$$\begin{cases} \text{sens (X): } D = 22\text{m} & \text{donc : } T_x = 0,911\text{s}. \\ \text{sens (Y): } D = 21,3 \text{ m} & \text{donc : } T_y = 0,926\text{s}. \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,905 ; 0,911) = 1,177\text{s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,905 ; 0,926) = 1,177\text{s} \end{cases}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

$$\text{Dans ce cas : } \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

$$\text{Sa valeur est donnée par la formule : } Q = 1 + \sum_1^6 p_q . \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans tableau 4.4 du RPA99 2003,

Critère	Q _x	Q _y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1,2	1,2

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1,2$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

$$\text{On a site ferme (S2) donc } \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2* du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,186. \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0,905s \\ T_{Sy} = 0,905s \end{cases}$

$$T_2 = 0,7s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad \text{d'ou } 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{SX}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{1,177} \right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_x = 1,028$$

$$T_2 = 0,7s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad \text{d'ou } 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{1,177} \right)^{2/3} \quad \text{donc: } D_y = 1,028$$

W : Poids total de la structure

$$W_X = W_Y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

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

Concernant ce projet on a le RDC à usage commercial, donc un coefficient de pondération

$\beta = 0,60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0,20$.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Niveau	Surface (m ²)	plancher (KN)	W_Q (KN)	poteaux (KN)	Voiles (KN)	Poutres (KN)	G _{escalier} (KN)	G _{rampe} (KN)	Murs extérieur
41,72	432,71	2250,45	323,13	340,80	240,97	725,78	/	/	220,23
38,66	432,71	1998,94	660,17	340,80	240,97	725,78	186,26	/	220,23
35,60	432,71	1998,94	660,17	340,80	240,97	725,78	186,26	/	220,23
32,54	451,97	2070,53	701,08	439,87	240,97	751,72	186,26	/	220,23
29,48	451,97	2070,53	701,08	439,87	240,97	751,72	186,26	/	220,23
26,42	451,97	2070,53	701,08	439,87	240,97	751,72	186,26	/	220,23
23,36	473,12	2182,44	729,02	660,96	240,97	775,72	186,26	/	220,23
20,30	473,12	2182,44	729,02	660,96	240,97	775,72	186,26	/	220,23
17,24	473,12	2182,44	729,02	660,96	240,97	775,72	186,26	/	220,23
14,18	473,12	2182,44	729,02	775,71	240,97	775,72	186,26	/	220,23
11,12	473,12	2182,44	729,02	775,71	240,97	775,72	186,26	/	220,23
8,06	473,12	2182,44	729,02	775,71	321,29	775,72	186,26	/	293,94
5,00	486,08	2201,60	731,86	1757,81	525	775,72	186,26	/	179,92
00,00	486,08	2254,77	1825,90	1019,53	205,80	808,51	290,28	221,13	/
-2,90	486,08	1960,70	1664,08	1160	205,80	723,07	/	221,13	/
Σ		31681,36		10589,36	3908,56	11394,12	2339,14	442,26	2896,39

Tableau IV.2 Poids total de la structure.

$$W_G = 63099,2KN ; \beta_i \times W_{Qi} = 0,2 \times 8862,7 + 0,6 \times 3489,98 = 4060,92KN$$

$$W = W_G + \beta \times W_Q = 67160,12KN$$

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve : $W_{tot} = 68220,884 KN$

Soit : $W_{tot} = \underline{\underline{68220,884 KN}}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$sensX: V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,028 \times 1,2}{5} \times 68220,884$$

$$sensY: V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,028 \times 1,2}{5} \times 68220,884$$

$$\begin{cases} V_x = 2524,718KN \\ V_y = 2524,718KN \end{cases}$$

IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Concernant l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

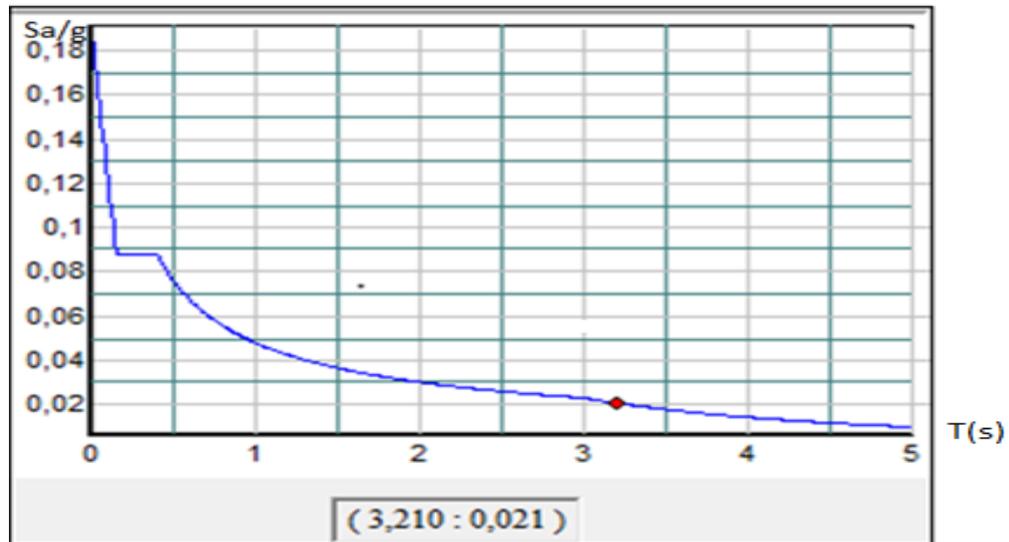


Figure IV.1 Spectre de réponse.

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

c. Description de logiciel SAP 2000

Cette structure sera modélisé grâce au logiciel *SAP2000 version 14.2.2*, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

➤ **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les

contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

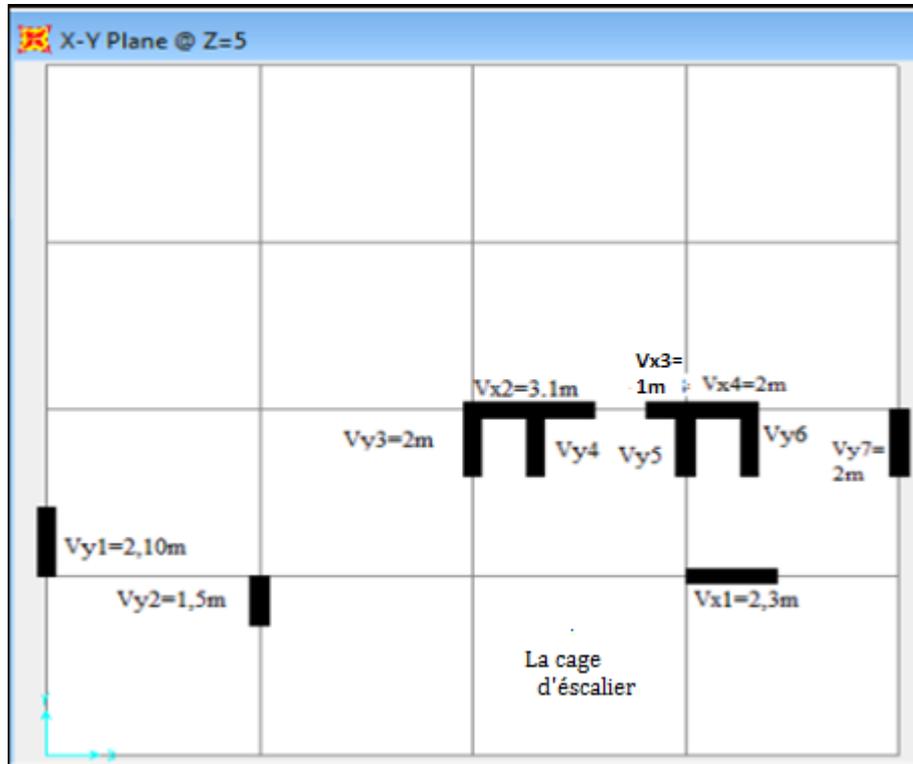


Figure IV.2 Dispositions des voiles.

➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.**

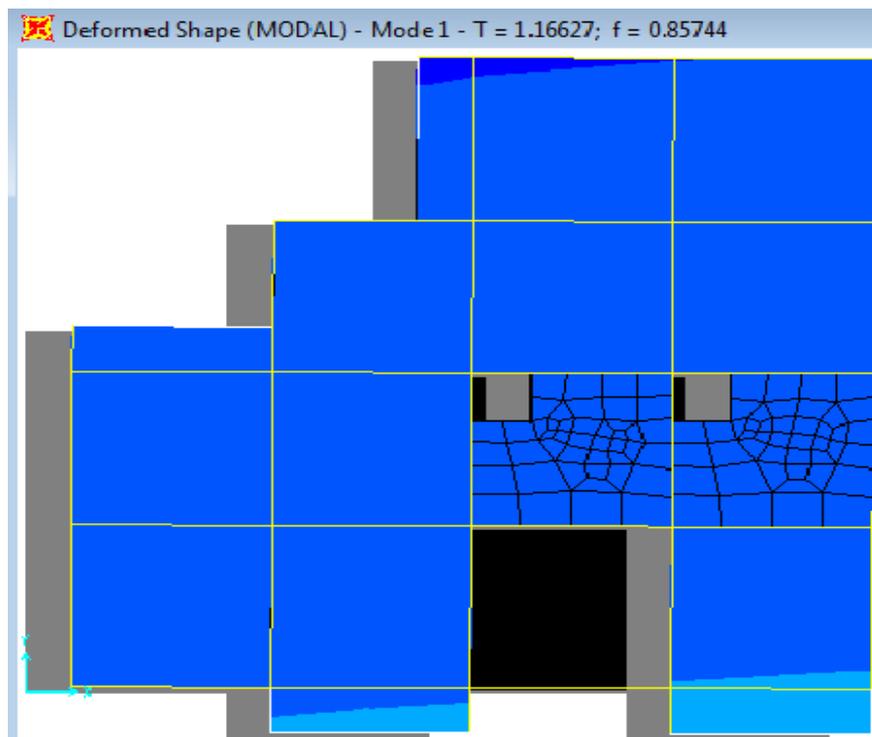


Figure IV.3 1^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x).

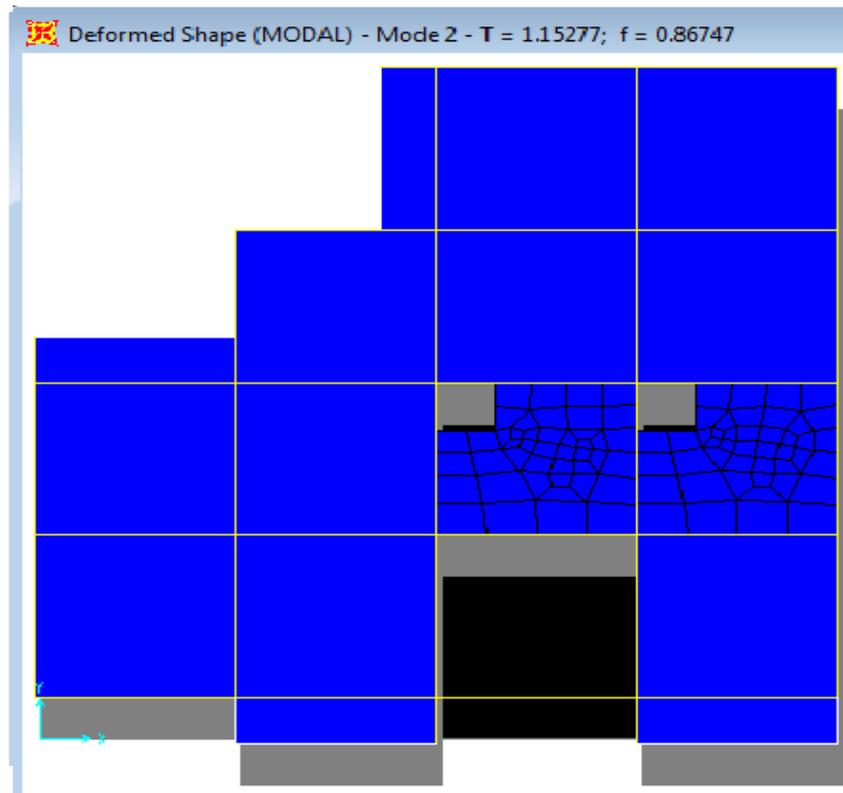


Figure IV.4 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).

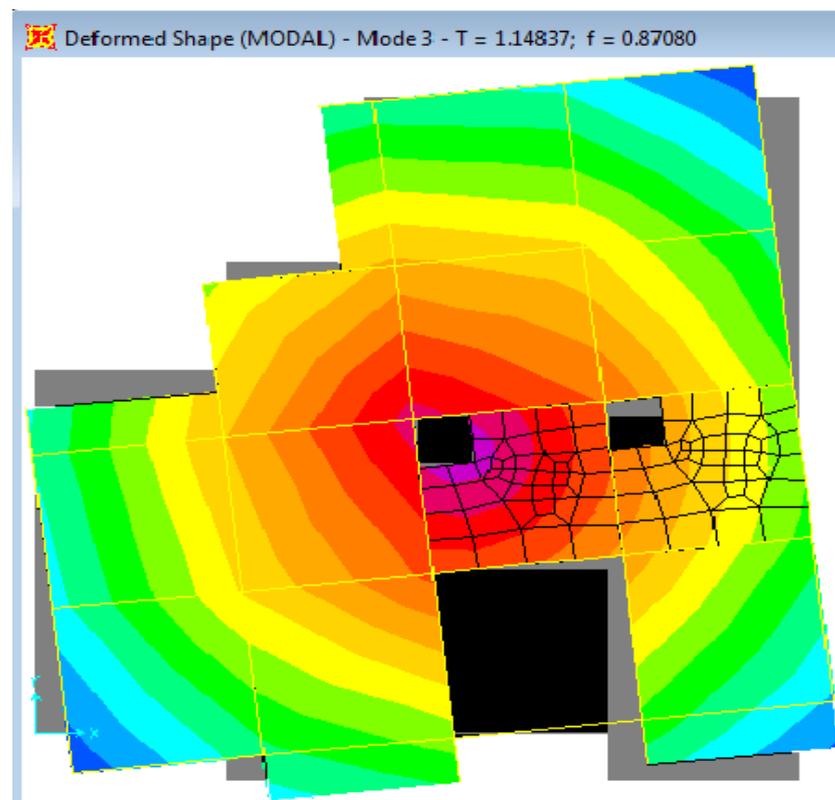


Figure IV.5 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Mode	Période (s)	Mode individuel (unités)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1,1662	0,63416	0,00644	0,0000203	0,6341	0,00644	0,000020
2	1,1527	0,00596	0,64983	0,0000326	0,6401	0,65627	0,000052
3	1,1483	0,000077	0,00041	0,0000039	0,6402	0,65668	0,000056
4	0,3837	0,00022	0,0116	$2,416 \times 10^{-7}$	0,6404	0,66827	0,000057
.							
10	0,1941	0,00000107	0,0000020	$3,293 \times 10^{-7}$	0,7669	0,78766	0,00177
11	0,1912	0,00038	0,03125	0,0000143	0,7672	0,81891	0,00179
-							
-							
45	0,0512	0,00017	0,0000018	0,00027	0,9011	0,8901	0,77388
46	0,0510	0,00004625	0,0000853	0,00045	0,9023	0,9009	0,77433

Tableau IV.3 Période de vibration et taux de participation massique.

❖ Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30%

$$((T_x = 1,1662s; T_y = 1,1527s) \leq T_{st} = 1,177s).$$

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure IV.4.

➤ Vérification 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**

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	79986,810	19080,207	80,74	19,25
1^{ere} étage	75540,562	18143,481	80,63	19,36
2^{eme} étage	71045,496	17148,949	80,55	19,44
3^{eme} étage	69139,913	17006,85	80,25	19,74
4^{eme} étage	56990,643	14075,645	80,19	19,80
5^{eme} étage	48552,687	12012,282	80,16	19,83
6^{eme} étage	39611,509	9801,383	80,16	19,83
7^{eme} étage	29932,609	7434,083	80,10	19,89
8^{eme} étage	22254,933	5553,698	80,02	19,97
9^{eme} étage	16677,818	4436,132	78,98	21,01
10^{eme} étage	11927,099	3252,038	78,57	21,42
11^{eme} étage	7797,168	2208,484	77,92	22,07
12^{eme} étage	3859,599	1113,181	77,61	22,38

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges verticale.

❖ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf dans les quatre derniers étages avec une légère différence qui peut être négligé et cela due à l'irrégularité de la structure en élévation.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et de poutres comme suit :

Sous sol2 (75×75) cm² ; RDC et sous sols1 (70×70) cm²
 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étages (65×65) cm² ; 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (60×60) cm²
 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages (50×50) cm² ; 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étages (45×45) cm²
 Poutres principales (45×40) cm² ; Poutres secondaires (40×35) cm²

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	708,703	1393,858	33,70	66,29	603,93	1444,43	29,48	70,51
1^{ère} étage	469,505	1401,128	25,09	74,90	912,25	999,13	47,72	52,27
2^{ème} étage	516,255	1272,333	28,86	71,13	863,10	937,84	47,92	52,07
3^{ème} étage	536,125	1137,913	32,02	67,97	890,36	797,96	52,73	47,26
4^{ème} étage	477,583	1080,797	30,64	69,35	778,69	799,56	49,33	50,66
5^{ème} étage	474,767	966,498	32,94	67,05	761,66	699,55	52,12	47,87
6^{ème} étage	515,46	813,408	38,78	61,21	778,57	561,47	58,10	41,89
7^{ème} étage	370,95	833,747	30,79	69,20	526,85	693,67	43,16	56,83
8^{ème} étage	385,935	697,707	35,61	64,38	523,50	564,14	48,13	51,86
9^{ème} étage	390,531	579,003	39,02	60,97	492,73	447,87	52,38	47,61
10^{ème} étage	274,115	501,675	35,33	64,66	323,30	432,32	43,23	56,76
11^{ème} étage	244,527	333,824	42,28	57,71	292,21	263,58	52,55	47,42
12^{ème} étage	284,193	144,538	66,28	31,71	267,71	106,77	71,48	28,51

Tableau IV. 5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

❖ **Analyse des résultats** : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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 :

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens xx	2524,718	2164,951	0,85	Vérifie
Sens yy	2524,718	2201,148	0,87	Vérifie

Tableau IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base.

❖ **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

➤ **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

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 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
NIV RDC	500	0,2	1	0	1	0,002	0,21	1,05	0	1,05	0,0021
1^{ere} NIV	306	0,37	1,85	1	0,85	0,0027	0,38	1,90	1,05	0,85	0,0027
2^{ème} NIV	306	0,55	2,75	1,85	0,90	0,0029	0,57	2,85	1,90	0,95	0,0031

3^{ème} NIV	306	0,74	3,70	2,75	0,95	0,0031	0,76	3,80	2,85	0,95	0,0031
4^{ème} NIV	306	0,93	4,65	3,70	0,95	0,0031	0,96	4,80	3,80	1,00	0,0032
5^{ème} NIV	306	1,12	5,60	4,65	0,95	0,0031	1,14	5,70	4,80	0,90	0,0029
6^{ème} NIV	306	1,30	6,50	5,60	0,90	0,0029	1,32	6,60	5,70	0,90	0,0029
7^{ème} NIV	306	1,48	7,40	6,50	0,90	0,0029	1,49	7,45	6,60	0,85	0,0027
8^{ème} NIV	306	1,66	8,30	7,40	0,90	0,0029	1,65	8,25	7,45	0,80	0,0026
9^{ème} NIV	306	1,82	9,10	8,30	0,80	0,0026	1,79	8,95	8,25	0,70	0,0022
10^{ème} NIV	306	1,97	9,85	9,10	0,75	0,0024	1,93	9,65	8,95	0,70	0,0022
11^{ème} NIV	306	2,11	10,55	9,85	0,70	0,0022	2,04	10,20	9,65	0,55	0,0017
12^{ème} NIV	306	2,23	11,15	10,55	0,60	0,0019	2,14	10,70	10,20	0,50	0,0016

Tableau IV.7 Vérification des déplacements de la structure.

❖ Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k \max} = 1,00cm < 1\% \times h_e = 5cm .$$

$$Sens(y) : \Delta_{k \max} = 1,05cm < 1\% \times h_e = 5cm .$$

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{ Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

➤ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
NIV RDC	500	51904,23	1	2102,56	0,049	1,05	2048,37	0,053
1^{ere} NIV	306	47239,65	0,85	1870,63	0,070	0,85	1911,38	0,068
2^{ème} NIV	306	42575,03	0,90	1788,58	0,070	0,95	1800,85	0,073
3^{ème} NIV	306	37908,72	0,95	1674,038	0,070	0,95	1688,32	0,069
4^{ème} NIV	306	33355,88	0,95	1558,38	0,066	1,00	1578,25	0,069
5^{ème} NIV	306	28807,26	0,95	1441,26	0,062	0,90	1461,21	0,057
6^{ème} NIV	306	24253,56	0,90	1328,86	0,053	0,90	1340,05	0,053
7^{ème} NIV	306	20091,91	0,90	1204,69	0,049	0,85	1220,53	0,045
8^{ème} NIV	306	15930,59	0,90	1083,64	0,043	0,80	1078,65	0,038
9^{ème} NIV	306	11766,84	0,80	949,53	0,032	0,70	940,60	0,028
10^{ème} NIV	306	7858,55	0,75	775,79	0,024	0,70	761,62	0,023
11^{ème} NIV	306	4020,91	0,70	578,35	0,015	0,55	555,79	0,013
12^{ème} NIV	306	0	0,60	428,71	0	0,50	374,49	0

Tableau IV.8 Vérification à L'effet P- Δ .

❖ **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants:

poteaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
Sous-sol 2	75x75	4924,724	0,33	Non Vérifie
Sous 1 et RDC	70x70	4288,236	0,35	Non Vérifie
1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	65x65	3238,622	0,3	Vérifie
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	60x60	2620,295	0,29	Vérifie
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	50x50	1745,083	0,28	Vérifie
10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème} étages	45x45	852,387	0,16	Vérifie

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normale réduit.

❖ **Analyse des résultats**

On remarque que le rapport ν dépasse la valeur de 0,3 dans les poteaux inférieure (sous-sol 1,2,et RDC). Donc on redimensionne les sections de ces poteaux comme suit

- sous-sol 2 (80x80) cm² $\nu = \frac{4924,724}{0,8 \times 0,8 \times 25} = 0,3.....\text{vérifié}$

- sous-sol 1 et RDC (75x75) cm² $\nu = \frac{4228,236}{0,75 \times 0,75 \times 25} = 0,3.....\text{vérifié}$

Concernant les autres poteaux cette condition est vérifiée.

➤ Calcul du joint sismique

En se basant sur l'article 5.2 du RPA99V2003, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1, δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du Sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$d_{\min} = 15 + 22,3 + 22,3 = 5,96\text{cm}$$

On prendra une dimension de **6cm** pour le joint sismique.

Par manque de la donnée sur le bloc adjacent on suppose que les deux blocs possèdent les mêmes déplacements au sommet.

Conclusion

L'existence des deux parkings en sous-sols influe sur le choix de la disposition des voiles.

La présence des voiles périphériques au niveau des deux sous-sols forme un encastrement rigide, on a constaté au niveau du RDC que les déplacements sont presque nuls, ce qui nous conduit à faire un calcul des déplacements à partir de la première étage.

On a pu augmenter la section des poteaux et les poutres de tous les étages pour avoir des translations en premier modes et la justification de l'interaction sous charge verticale, mais malgré ça ce dernier n'est pas vérifié dans les quatre derniers étages à cause de l'irrégularité de la structure en élévation. Les sections finales à retenir sont comme suit :

Sous sol2 (80×80) cm² ; RDC et sous sols1 (75×75) cm²

1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étages (65×65) cm² ; 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (60×60) cm²

7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages (50×50) cm² ; 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étages (45×45) cm²

Poutres principales (45×40) cm² ; Poutres secondaires (40×35) cm²

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour toute type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1 Etude des poteaux

V.1.1 Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- * $1.35G+1.5Q$; $G+Q+E$; $0,8G+E$
- * $G+Q$; $G+Q-E$; $0,8G-E$

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

- (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

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

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

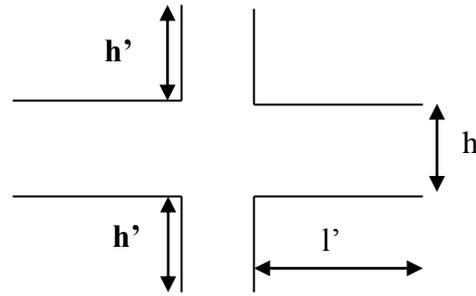


Figure V. 1 Zone nodale

➤ **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol 2	80×80	51,20	256	384
Sous-sol 1et RDC	75×75	45,00	225	337,5
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	65×65	33,80	169	253,5
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	60×60	28,80	144	216
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	50×50	20,00	100	150
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	45×45	16,20	81	121,5

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.

b. Les armatures transversales

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

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

RPA99/version2003 (Art 7.4.2)

Avec V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit 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 : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

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

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

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 10ϕ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *Sap2000* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	N_{max} et M_{corres}		N_{min} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol 2	80×80	4924,724	21,619	406,091	28,850	83,362	980,035
Sous-sol 1et RDC	75×75	4288,236	9,273	729,392	16,579	312,302	1694,495
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	65×65	3238,622	24,127	273,297	12,818	240,005	2865,803
4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	60×60	2620,295	33,158	39,854	123,341	223,737	2511,322
7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	50×50	1770,85	31,770	35,689	88,81	159,212	1513,935
10 ^{eme} et 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	45×45	858,438	35,736	32,771	4,27	97,298	482,665

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux.

V.1.4 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

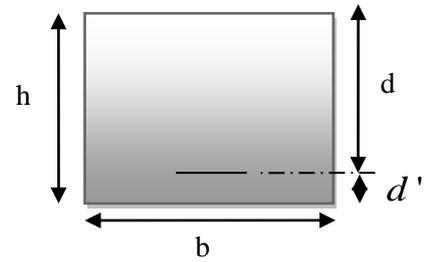
Soit le poteau de sous-sol 2 :

$$b = 80\text{cm} \quad ; \quad h = 80\text{cm}$$

$$d = 75\text{cm} \quad ; \quad d' = 5\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad ; \quad f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$



1) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$$N^{\max} = 4924,724 \text{ KN} \Rightarrow M^{\text{corr}} = 21,619 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{21,619}{4924,724} = 0,43\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm}$$

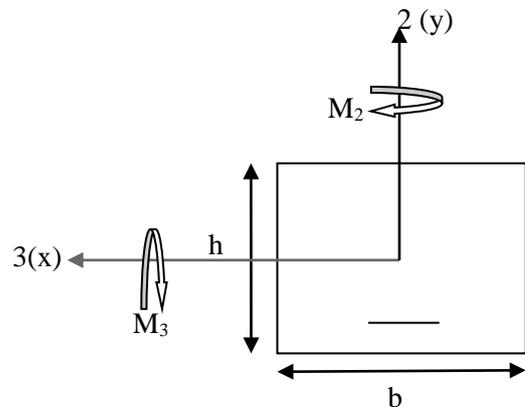
c à l'intérieur de la section

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - h/2) = 1745,272 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 1702,03 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 2082,06 \text{ KN.m}$$

$$1702,03 \text{ KN.m} < 2082,06 \text{ KN.m}$$



Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1745,272 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,75^2 \times 0,80} = 0,273 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} : \xi_{st} = 3,5\% \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\xi_{st} = 3,5\% \left(\frac{1-0,405}{0,405} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 5,13\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,272}) = 0,407$$

On a : $\mu_l = 0,392$ donc : $\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A : $A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}}$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,627\text{m} \quad ; \quad A_l = 79,90\text{cm}^2$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = 79,90 - \frac{4924,724 \times 10^{-3}}{348} = -61,61\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature , le béton seul suffira .

2) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

$$M_{\max} = 83,36 \text{KN.m} ; N_{\text{correspondant}} = 980,035 \text{KN} \Rightarrow \text{sous la combinaison } G + Q + Ey$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{83,36}{980,035} = 8,50 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - h/2) = 426,372 \text{KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 259,65 \text{KN.m} ; (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu} = 2708,14 \text{KN.m}$$

$$259,65 \text{KN.m} < 2708,14 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,051 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{s=1}} = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0,065 ; Z = 0,73 ; A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 14,60 \text{cm}^2$$

En revient à la Flexion composée

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = 14,60 - \frac{980,035 \times 10^{-3}}{400} = -9,90 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

\(\Rightarrow\) Pas nécessité d'armature , le béton seul suffira .

3) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$$M_{\text{correspondant}} = 28,85 \text{KN.m} , N_{\min} = 406,091 \text{KN} \Rightarrow \text{sous la combinaison } 0,8G + Ey$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{28,85}{406,091} = 7,10 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{cm} \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - h/2) = 170,98 \text{KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 114,68 \text{KN.m} ; (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu} = 2708,14 \text{KN.m}$$

$$114,68 \text{KN.m} < 2708,14 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = 0,0205 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{s=1}} = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0,025 ; Z = 0,74 \text{m} ; A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 5,77 \text{cm}^2$$

Calcul de A à la Flexion Composée:

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = 5,77 - \frac{406,091 \times 10^{-3}}{400} = -4,38 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

\(\Rightarrow\) Pas nécessité d'armature , le béton seul suffira .

V.1.4.1 Armatures longitudinales

Niveau	section	$A'_{cal}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{minRPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Sous-sol 2	80x80	0	0	51,20	4HA25+8H20+4HA16=52,80
Sous sol1RDC	75x75	0	0	45,00	12HA20+4HA16=45,72
1 ^{ere} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	65x65	0	0	33,80	4HA20+12HA16=36,68
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	60x60	5,19	5,19	28,80	12HA16+4HA14=30,28
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	50x50	4,53	4,53	20	8HA16+4HA14=22,24
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme} étages	45x45	0	0	16,2	12HA14=18,48

Tableau V. 3 Armatures longitudinales des poteaux.

V.1.4.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (75x75) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 4,55}{0,75} = 4,24 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3,75 \times 199,691 \times 10^{-3} \times 15}{75 \times 400} = 3,74 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{min}} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g < 5$, d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 75) = 3,75 \text{ cm}^2$

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 75) = 5,62 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre **HA10=6,32cm²**

V.1.4.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	S-sol 2	S-sol1	RDC	1,2,3 ^{ème} étages	4,5,6 ^{ème} étages	7,8,9 ^{ème} étages	10,11,12 ^{ème} étages
Section du poteau (cm ²)	80×80	75×75	75×75	65×65	60×60	50×50	45×45
$\phi_{l.\max}$ (cm)	2,5	2	2	2	1,6	1,6	1,4
$\phi_{l.\min}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4
L_0 (cm)	245	245	455	261	261	261	261
L_f (cm)	171,5	171,5	318,5	182,7	182,7	182,7	182,7
λ_g	2,14	2,28	4,24	2,81	3,04	3,65	4,06
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
V_U (KN)	77,18	176,93	199,69	283,698	245,054	175,537	108,98
L_r (cm)	100	80	80	80	64	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	0,90	2,21	2,49	4,09	3,82	3,29	2,27
A^t_{\min} (cm ²) z.nodale	4,00	3,75	3,75	3,25	3,00	2,50	2,25
A^t_{\min} (cm ²) z.courante	6,00	5,62	5,62	4,87	4,50	3,75	3,37
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm ²)	6,32	6,32	6,32	6,32	6,32	4,74	4,74
Nombre des cadres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	3HA10	3HA10

Tableau V. 4 Armatures transversales des poteaux.

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}). \text{ Ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

V.1.4.4 Vérifications

➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

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, (voir la théorie en page 23 du chapitre II).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 4924,724 \text{ KN}$$

$$l_f = 171,5 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 6,28 < 50 \rightarrow \alpha = 0,85/1,006 = 0,84$$

$$B_r = (0,80 - 0,02) \times (0,80 - 0,02) = 0,6084 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0,84 \times \left[\frac{0,6084 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{52,80 \times 10^{-3} \times 400}{1,15} \right] = 11000,96 \text{ KN}.$$

$$N_d = 4,9247 \text{ MN} < 11,0009 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	$I(\text{m}^4)$ $\times 10^{-2}$	$i(\text{m})$	λ	α	A_s (cm^2)	B_r (m^2)	N_u (KN)	N_u^{max} (KN)
S-Sol2	2,45	1,71	3,413	0,272	6,28	0,84	52,80	0,608	11000,96	4924,724
S-Sol1	2,45	1,71	2,636	0,216	7,92	0,84	45,72	0,532	9611,81	4288,236
RDC	4,55	3,18	2,636	0,216	14,78	0,82	45,72	0,532	9382,95	4288,236
1, 2, 3 ^{ème} étages	2,61	1,82	1,487	0,187	9,73	0,83	36,68	0,396	7145,96	3238,622
4, 5, 6 ^{ème} étages	2,61	1,82	1,08	0,173	10,52	0,83	30,28	0,336	6083,90	2620,295
7, 8, 9 ^{ème} étages	2,61	1,82	0,520	0,144	12,63	0,82	22,24	0,230	4127,13	1770,85
10, 11, 12 ^{ème} étages	2,61	1,82	0,213	0,129	14,10	0,82	18,48	0,184	3321,34	858,438

Tableau V.5 Vérification au flambement des poteaux.

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

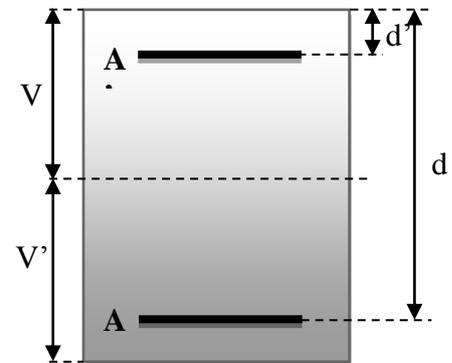
➤ **Vérification des contraintes de compression**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$



$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A' \times d)}{B} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	d(cm)	A(cm ²)	V(cm)	V'(cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
80×80	75	52,80	40	40	0,0535	3617,56	49,21	6,02	Vérifier
75×75	70	45,72	37,5	37,5	0,0408	3362,41	95,52	6,85	Vérifier
65×65	60	36,68	32,5	32,5	0,0231	2784,64	59,10	7,42	Vérifier
60×60	55	30,28	30	30	0,0164	2011,35	76,84	6,99	Vérifier
50×50	45	22,24	25	25	0,0078	1290,89	53,85	5,33	Vérifier
45×45	40	18,48	22,5	22,5	0,0037	626,349	64,51	8,49	Vérifier

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

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

Niveau	section	$L_f(m)$	λg	ρ_d	d(m)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
S-Sol2	80×80	1,71	2,14	0,04	0,75	77,18	0,128	1	vérifier
S-Sol1	75×75	1,71	2,28	0,04	0,70	176,93	0,335	1	vérifier
RDC	75×75	3,18	4,24	0,04	0,70	199,69	0,380	1	vérifier
1 ^{ère} , 2, 3 ^{ème} étages	65×65	1,82	2,81	0,04	0,60	283,69	0,727	1	vérifier
4, 5, 6 ^{ème} étages	60×60	1,82	3,04	0,04	0,55	254,05	0,769	1	vérifier
7, 8, 9 ^{ème} étages	50×50	1,82	3,65	0,04	0,45	175,53	0,780	1	vérifier
10, 11, 12 ^{ème} étages	45×45	1,82	4,06	0,04	0,4	108,98	0,605	1	vérifier

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.4.5 Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

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

$$\phi = 25mm \rightarrow L_r \geq 25 \times 2 = 100cm.$$

On adopte : $L_r = 100cm.$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80cm.$$

On adopte : $L_r = 80cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64cm.$$

On adopte : $L_r = 65cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56cm.$$

On adopte : $L_r = 60cm.$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque poteau

- Sous-Sol2 :

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(51; 80; 80; 60\text{cm}) = 80\text{cm}$$

- Sous-Sol1et RDC :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 75\text{cm}$$

- 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étages :

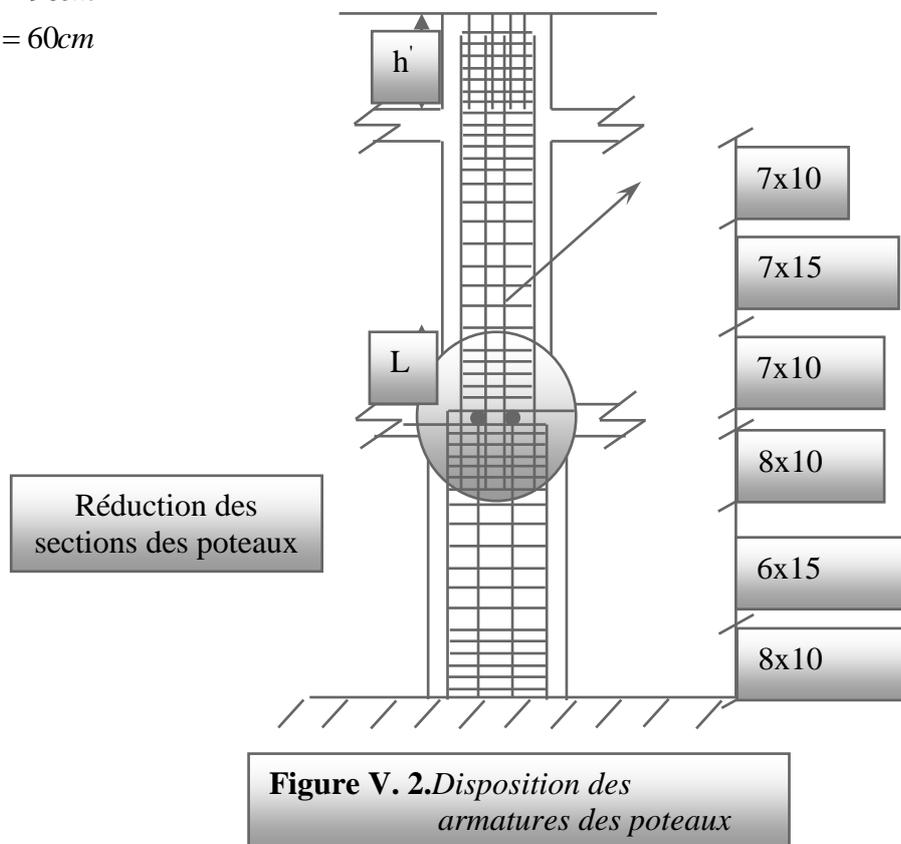
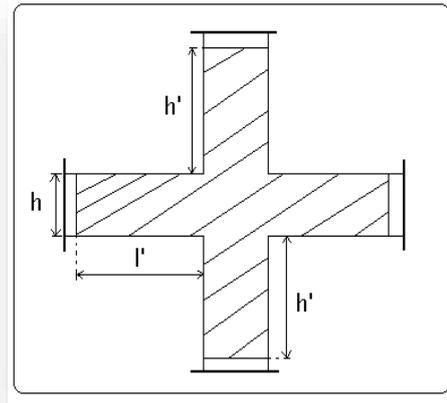
$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 65\text{cm}$$

- 4^{ème}, , 11^{ème}, 12^{ème} étages :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$



V.1.5 Schéma de ferrailage des poteaux

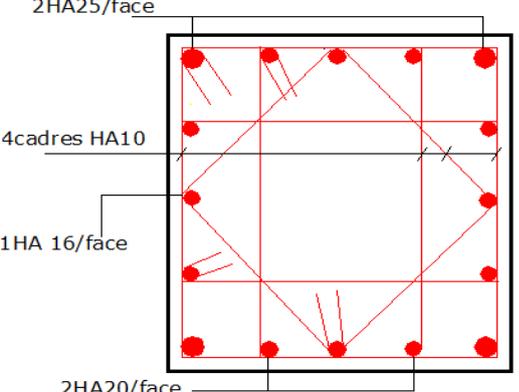
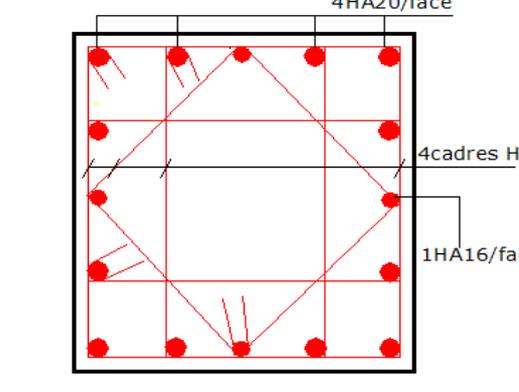
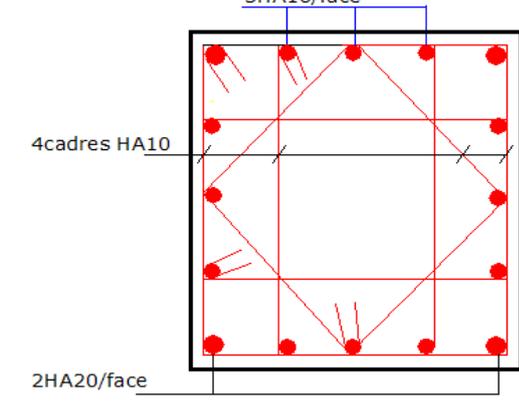
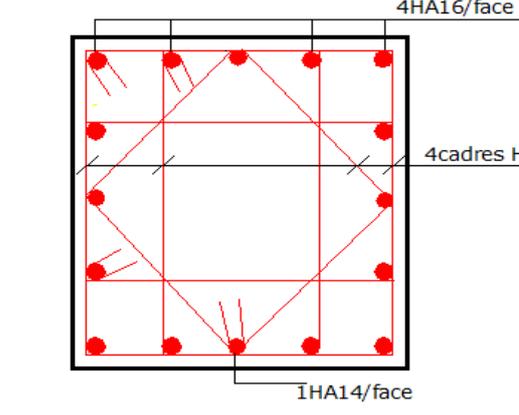
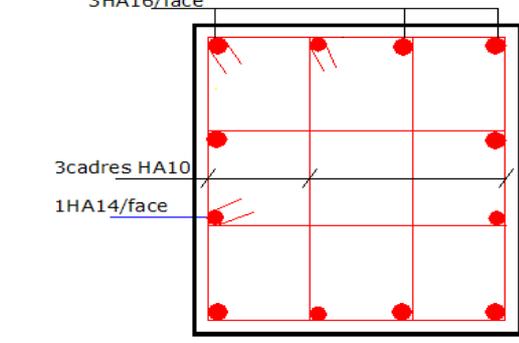
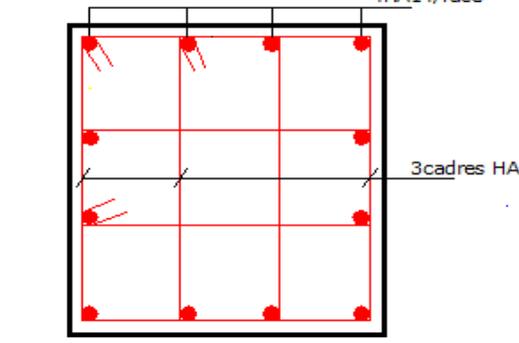
Poteaux Sous-sol2	Poteaux s-sol1et RDC
 <p>2HA25/face 4cadres HA10 1HA 16/face 2HA20/face</p>	 <p>4HA20/face 4cadres HA10 1HA16/face</p>
<p>Poteau (80×80) cm²</p>	<p>Poteau (75×75) cm²</p>
<p>1^{ère}, 2, 3^{ème} étage</p>	<p>Poteaux 4,5 ,6^{ème} étage</p>
 <p>3HA16/face 4cadres HA10 2HA20/face</p>	 <p>4HA16/face 4cadres HA10 1HA14/face</p>
<p>Poteau (65×65) cm²</p>	<p>Poteau (60×60) cm²</p>
<p>7,8 ,9^{ème} étage</p>	<p>10,11 ,12^{ème} étage</p>
 <p>3HA16/face 3cadres HA10 1HA14/face</p>	 <p>4HA14/face 3cadres HA10</p>
<p>Poteau (50×50) cm²</p>	<p>Poteau (45×45) cm²</p>

Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2 Etude des poutres

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

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($40 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel *SAP2000*, *version 14.2.2* combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

- * $1.35G+1.5Q$ * $G+Q+E$ * $0.8G+E$
- * $G+Q$ * $G+Q-E$ * $0.8G-E$

V.2.1 Les recommandations du RPA99/version2003

a. Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ 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.4*, 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.
- ✓ 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 poussée 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.

➤ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**



Figure V.3 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b. Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$
 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.

V.2.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	40×45	9,00	72	108
Secondaire	35×40	7,00	56	84

Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

V.2.3 Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appuis}	V	M _{travée}	M _{appuis}	V
Sous-sol 1et RDC	156,186	-227,231	213,239	51,332	-53,30	68,675
1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	75,394	-183,211	154,337	85,403	-80,407	203,246
4 ^{ère} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	88,954	-187,319	157,259	82,711	-100,776	178,74
7 ^{ère} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	77,787	-178,887	157,874	81,681	-100,786	100,202
10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème} étages	75,722	-162,896	159,843	74,753	-93,975	45,754
Terrasse inaccessible	76,797	-144,282	146,306	67,877	-88,219	71,428

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

V.2.4. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) voir l'annexe III

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (**45×40**) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_a = 227,231 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_y) \\ M_t = 156,186 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_y) \end{cases}$$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{227,231 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,174$$

$$\mu_{bu} = 0,174 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,24 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,379 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{227,231 \times 10^6}{0,379 \times 400} = 14,98 \text{cm}^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{156,186 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,119$$

$$\mu_{bu} = 0,119 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,16 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,393 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{156,186 \times 10^{-3}}{0,393 \times 400} = 9,93 \text{cm}^2$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adop}(cm^2)$
Sous-sol 1 et RDC	Principales	40×45	Appuis	14,98	9,00	3HA20+3HA16=15,45
			travées	9,93		3HA16+3HA14=10,65
	Secondaires	35×40	Appuis	3,72	7,00	3HA12+3HA14=8,01
			travées	3,58		3HA12+3HA14=8,01
1 ^{ère} , 2,3 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	11,83	9,00	2(3HA16)=12,06
			travées	4,63		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	35×40	Appuis	5,71	7,00	3HA12+3HA14=8,01
			travées	6,09		3HA12+3HA14=8,01
4, 5,6 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	12,02	9,00	2(3HA16)=12,06
			travées	5,49		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	35×40	Appuis	7,26	7,00	3HA12+ 3HA14=8,01
			travées	5,89		3HA12+3HA14=8,01
7, 8,9 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	11,53	9,00	2(3HA16)=12,06
			travées	4,78		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	35×40	Appuis	7,26	7,00	3HA12+3HA14=8,01
			travées	5,81		3HA12+3HA14=8,01
10,11, 12 ^{ème} étages	Principales	40×45	Appuis	10,41	9,00	3HA16+3HA14=10,65
			travées	5,40		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	35×40	Appuis	6,74	7,00	3HA12+3HA14=8,01
			travées	5,29		3HA12+3HA14=8,01
terrasse inaccessible	Principales	40×45	Appuis	9,14	9,00	3HA16+3HA14=10,65
			travées	5,48		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	35×40	Appuis	6,30	7,00	3HA12+3HA14=8,01
			travées	4,78		3HA12+3HA14=8,01

Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres.

➤ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement Telle que : $l_r \geq 40\phi$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 20mm \Rightarrow l_r \geq 80cm \text{ Soit : } l_r = 80cm \\ \phi_l = 16cm \Rightarrow l_r \geq 64cm \text{ Soit : } l_r = 64cm \\ \phi_l = 14cm \Rightarrow l_r \geq 56cm \text{ Soit : } l_r = 56cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r \geq 48cm \text{ Soit : } l_r = 48cm \end{array} \right.$$

b. Armatures transversales➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{450}{35} ; \frac{400}{10}\right) = \min(14; 12,85; 40) ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{350}{10}\right) = \min(14 ; 11,42; 35) ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

- On prend **4T10** = 3,14cm²(un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version2003 (art 7.5.2.2)*.

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{t\min}\right)$

- Poutres principales : $S_t \leq \min(11,25 ; 16,8) ; \text{ Soit : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10 ; 14,4) ; \text{ Soit : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$

➤ **Zone courante**: $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} ; \text{ Soit : } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

c. Vérification à l'ELU

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,02\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

d. Vérification des contraintes tangentielles

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	213,239	1,26	Vérifiée
Poutres secondaires	203,246	1,56	Vérifiée

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	15,45	213,239	227,231	6,13	-11,15	Vérifiée
Secondaires	8,01	203,246	80,407	5,84	-1,098	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

e. Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	119,083	17,02	210352	9,60	15	vérifiée
	Travée	60,401	14,95	161412	5,50	15	vérifiée
Secondaires	Appui	47,515	12,87	94829	6,40	15	vérifiée
	Travée	31,549	12,87	94829	4,30	15	vérifiée

Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes

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

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{540} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0333 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,45 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,42} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{540} = 0,074 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,074 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,033 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,37} = 0,0038 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5 Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

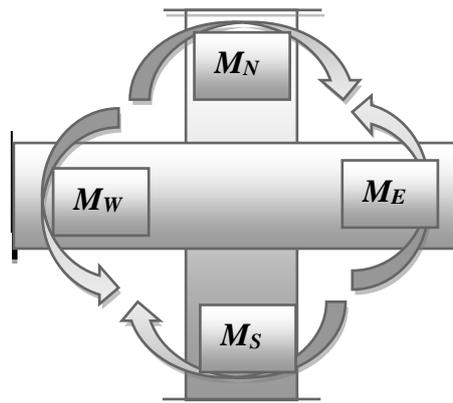


Figure V.4 Les moments dans zone nodale.

V.2.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

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

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
80×80	68	52,80	1249,45
75×75	63,75	45,72	1014,29
65×65	55,25	36,68	705,24
60×60	51,00	30,28	537,40
50×50	42,50	22,24	328,29
45×45	38,25	18,48	245,98

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux.

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol 1, RDC	P.P (40×45)	38,25	15,45	200,92
	P.S (35×40)	34	8,01	94,77
1 ^{ère} , 2, 3 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	12,06	160,53
	P.S (35×40)	34	8,01	94,77
4, 5, 6 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	12,06	160,53
	P.S (35×40)	34	8,01	94,77
7, 8, 9 ^{ème} étages	P.P (40×45)	38,25	12,06	160,53
	P.S (35×40)	34	8,01	94,77
10, 11, 12 ^{ème} étages	P.P (40×30)	38,25	10,65	141,76
	P.S (35×30)	34	8,01	94,77
Terrasse inaccessible	P.P (40×45)	38,25	10,65	141,76
	P.S (35×40)	34	8,01	94,77

Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.

V.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	plan	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _w = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25 (M _w +M _E) (KN.m)	Vérification
sous-sol1	PP	1014,45	1249,45	200,92	2263,90	502,30	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
R D C	PP	1014,45	1014,45	200,92	2028,90	502,30	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier

1 ^{ère} étage	PP	705,24	1014,45	160,53	1719,69	401,325	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	705,24	705,24	160,53	1410,48	401,325	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
3 ^{ème} étage	PP	705,24	705,24	160,53	1410,48	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	537,40	705,24	160,53	1242,64	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	537,40	537,40	160,53	1074,80	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	537,40	537,40	160,53	1074,80	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	328,29	537,40	160,53	865,69	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	328,29	328,29	160,53	656,58	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
9 ^{ème} étage	PP	328,29	328,29	160,53	656,58	401,92	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
10 ^{ème} étage	PP	245,98	328,29	141,76	574,27	354,40	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
11 ^{ème} étage	PP	245,98	245,98	141,76	491,96	354,40	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier
12 ^{ème} étage	PP	245,98	245,98	141,76	491,96	354,40	Vérifier
	PS			94,77		236,92	Vérifier

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale.

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC et sous-sol 1.

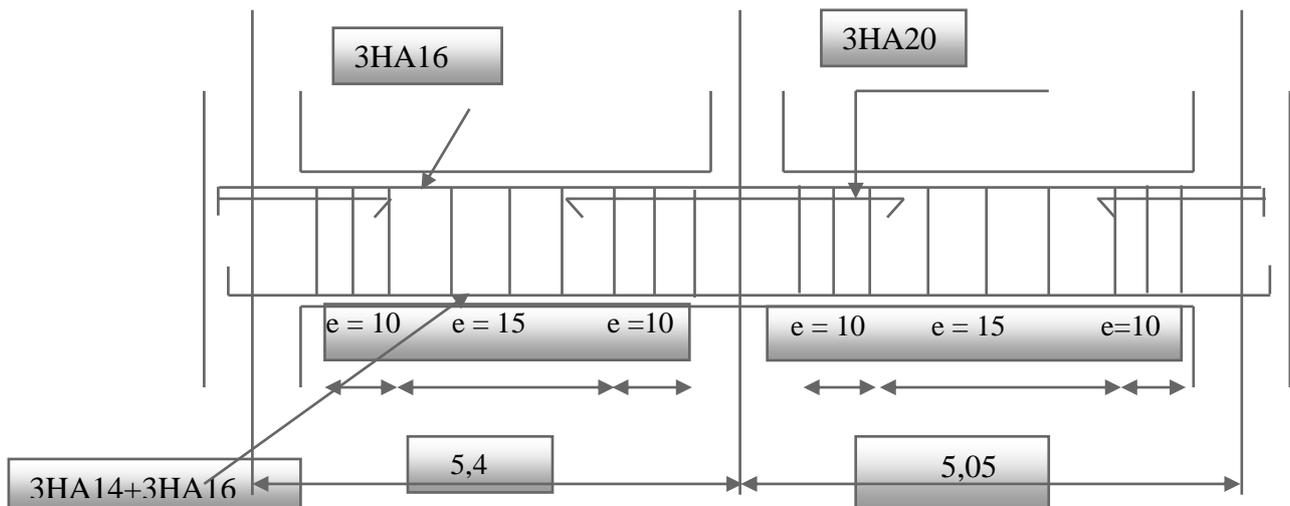
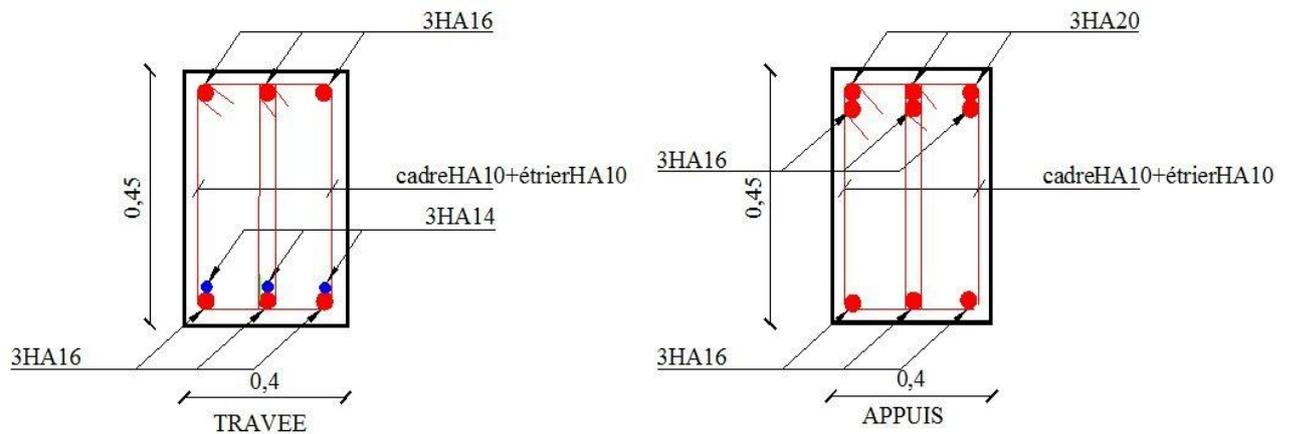


Figure V.5 Disposition constructive des armateurs dans les poutres

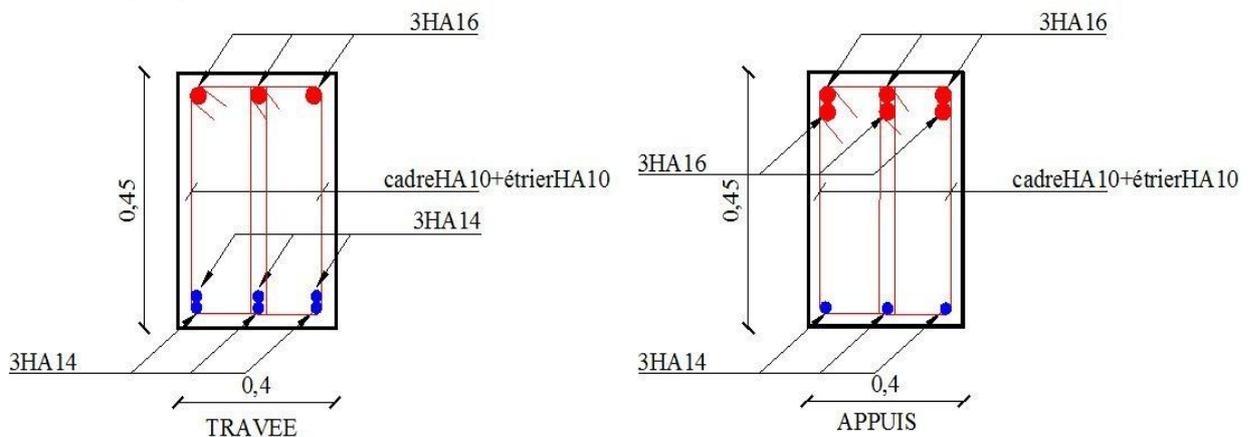
V.2.6 Schéma de ferrailage des poutres

1) Poutres principales

▪ Sous-sol 1 et RDC



▪ 1^{ère} jusqu'à 9^{ème} étages



▪ 10,11,12^{ème} étages et terrasse inaccessible

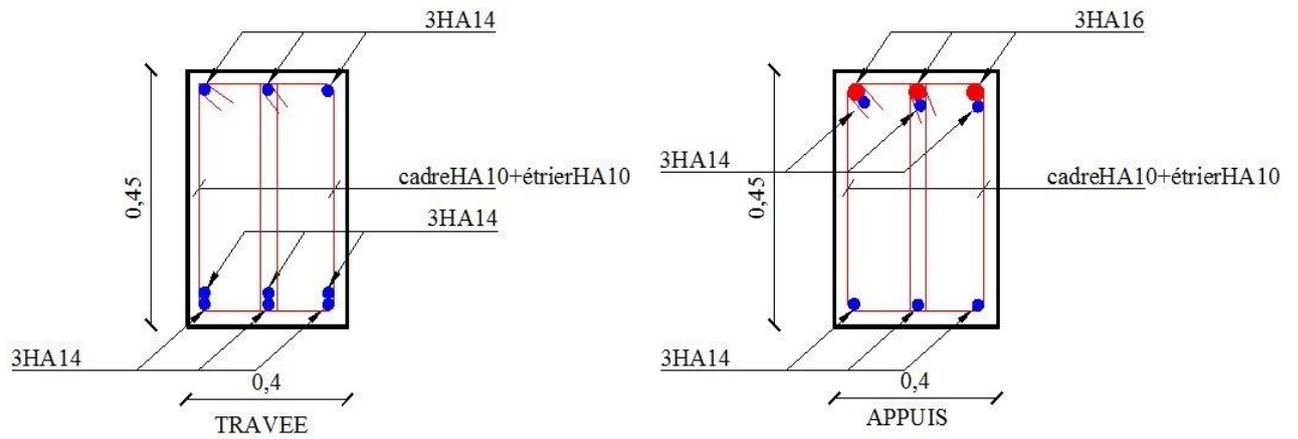


Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux.

2) Poutres secondaires

▪ Ferrailage à tous les niveaux

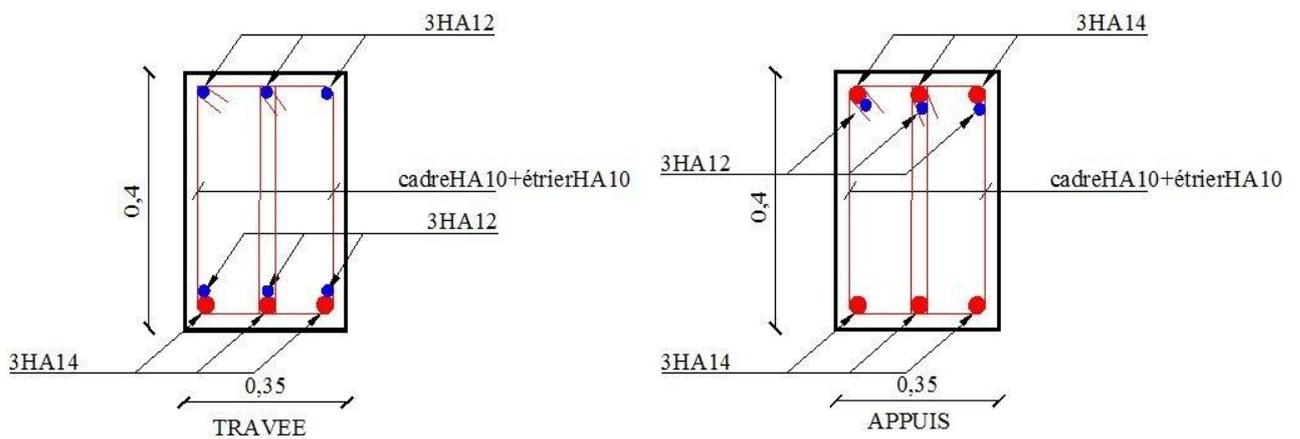


Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres secondaires de tous les niveaux.

V.3 Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m 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 encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; 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.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

* 1.35G+1.5Q * G+Q+E * 0.8G+E
 * G+Q * G+Q-E * 0.8G-E

V.3.1 Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

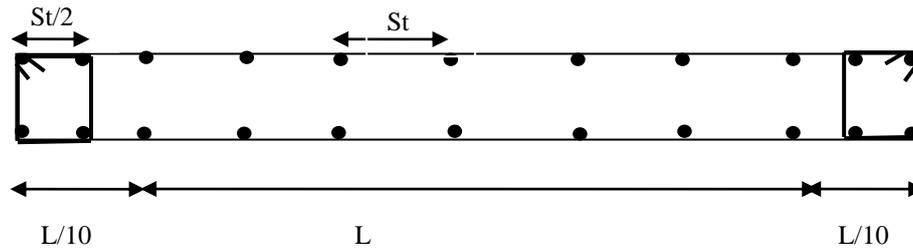


Figure V.8 Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

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.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$; avec : $V = 1,4V_u$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

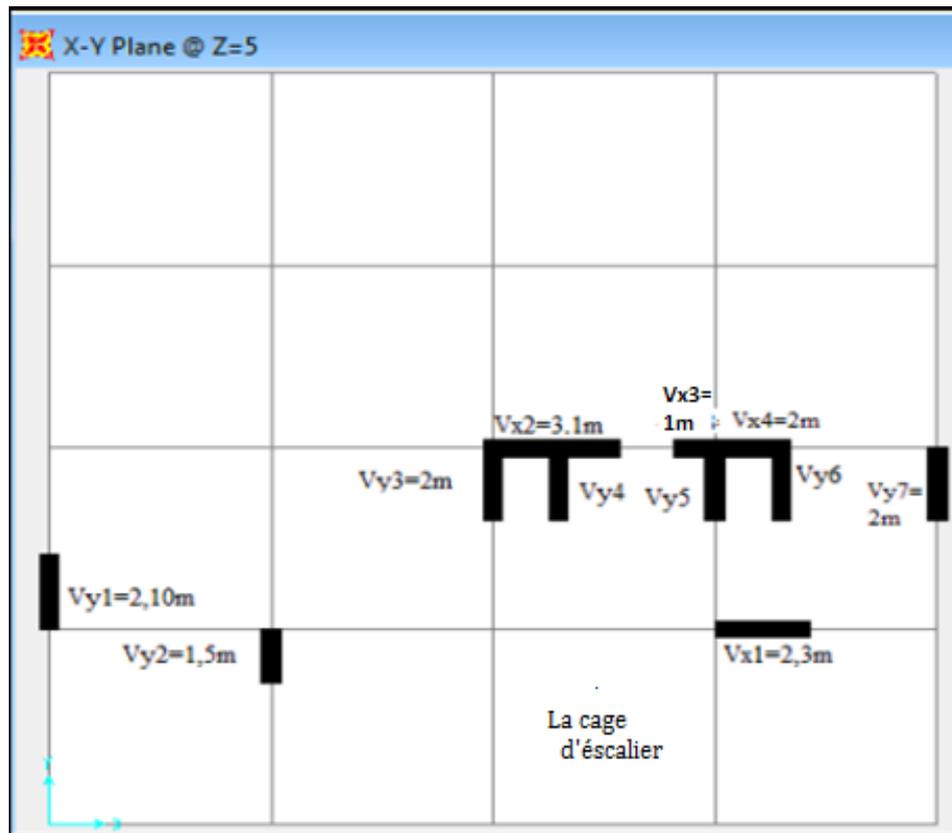


Figure V.9 Schéma de répartition des voiles.

V.3.3 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- Sens x-x'

- V_{x1}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2 et RDC	3325,70	99,88	143,70	1866,84	1031,15	117,78	406,69
1 ^{ère} étage	2688,43	70,49	722,087	2567,38	675,35	636,28	307,20
2 et 3 ^{ème} étage	2486,50	19,85	501,52	2266,27	733,36	475,48	258,27
4,5 et 6 ^{ème} étage	2162,40	46,16	418,62	1888,97	720,72	362,02	233,81
7,8 et 9 ^{ème} étage	1641,44	71,70	338,00	1360,32	621,80	248,86	197,71
10,11 et 12 ^{ème} étage	879,96	14,35	143,31	550,30	337,86	137,22	156,46

Tableau V.18 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1=2,3m}$ à tous les niveaux.

- V_{x2}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	2935,49	50,77	3265,21	2516,09	1108,63	3199,94	839,53
1 ^{ere} étage	2739,04	110,85	2048,48	2703,07	671,04	1914,94	929,06
2 et 3 ^{eme} étage	2043,31	1036,21	1036,21	2043,31	503,83	984,60	813,45
4,5et 6 ^{eme} étage	1972,11	944,01	944,01	1972,11	418,52	847,24	700,85
7,8et 9 ^{eme} étage	1603,38	792,72	792,72	1603,38	369,25	740,35	536,87
10,11 et 12 ^{eme} étage	891,13	351,02	367,67	367,47	172,61	366,79	326,84

Tableau V.19 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2=3,1m}$ à tous les niveaux.- V_{x3}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	977,066	34,38	765,63	489,35	91,96	52,20	290,49
1 ^{ere} étage	818,43	11,22	486,66	481,84	168,02	39,69	313,43
2 et 3 ^{eme} étage	738,71	1,16	537,59	264,88	195,85	21,59	346,01
4,5et 6 ^{eme} étage	637,92	10,87	476,51	337,34	191,41	474,79	310,81
7,8et 9 ^{eme} étage	479,80	2,29	349,34	455,17	134,73	347,97	229,08
10,11 et 12 ^{eme} étage	280,58	225,08	225,08	280,58	41,08	179,26	149,79

Tableau V.20 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3=1m}$ à tous les niveaux.- V_{x4}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	2099,56	412,18	448,30	193,20	69,36	32,19	230,68
1 ^{ere} étage	1701,00	415,11	432,53	72,61	72,61	432,53	380,57
2 et 3 ^{eme} étage	1462,95	328,01	345,56	182,78	-76,04	348,34	320,42
4,5et 6 ^{eme} étage	1125,00	235,02	247,67	286,65	64,38	245,38	241,58
7,8et 9 ^{eme} étage	737,92	178,66	180,05	120,25	120,25	180,05	182,99
10,11 et 12 ^{eme} étage	383,54	101,61	106,25	174,07	86,62	105,01	119,11

Tableau V.21 Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4=1,6m}$ à tous les niveaux.

- Sens y-y'

- V_{y1}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	2147,58	1713,91	1752,65	836,85	402,60	1731,75	454,89
1 ^{ere} étage	1900,00	128,01	645,70	1900,00	880,35	76,90	268,24
2 et 3 ^{eme} étage	1766,47	71,40	522,44	1191,89	809,40	500,41	262,03
4,5et 6 ^{eme} étage	1547,49	116,12	392,92	930,99	594,29	392,05	232,24
7,8et 9 ^{eme} étage	1193,05	123,93	339,54	703,77	444,09	305,72	205,61
10,11 et 12 ^{eme} étage	655,84	50,27	159,05	344,03	201,29	143,39	123,78

Tableau V.22 Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1=2,1m}$ à tous les niveaux.

- V_{y2}

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	2326,21	8,34	495,93	1330,54	793,45	495,93	137,59
1 ^{ere} étage	2188,16	56,88	330,83	1737,04	945,23	259,46	170,01
2 et 3 ^{eme} étage	2019,31	7,41	226,33	1552,02	924,46	218,75	133,51
4,5et 6 ^{eme} étage	1774,00	36,80	199,84	1385,99	789,55	156,06	129,43
7,8et 9 ^{eme} étage	1388,98	36,98	132,00	609,40	609,40	132,00	115,20
10,11 et 12 ^{eme} étage	750,00	20,25	95,71	478,92	309,00	91,98	84,78

Tableau V.23 Sollicitation maximale dans le voile $v_{y2=1,5m}$ à tous les niveaux.

- $V_{y3,4,5,6,7=2,00m}$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol 1, Sous-sol 2et RDC	1795,87	85,92	1222,56	364,12	364,12	85,92	334,78
1 ^{ere} étage	1705,43	25,89	513,02	1032,83	288,03	50,26	248,19
2 et 3 ^{eme} étage	1570,16	42,44	437,65	255,32	255,32	73,62	235,55
4,5et 6 ^{eme} étage	1347,90	49,96	341,03	225,26	225,26	49,96	208,17
7,8et 9 ^{eme} étage	1005,44	37,72	261,46	185,28	185,28	37,72	180,66
10,11 et 12 ^{eme} étage	530,32	62,82	152,66	370,90	123,93	135,56	126,96

Tableau V. 24 Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3=2m}$ à tous les niveaux.

V.4.3 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

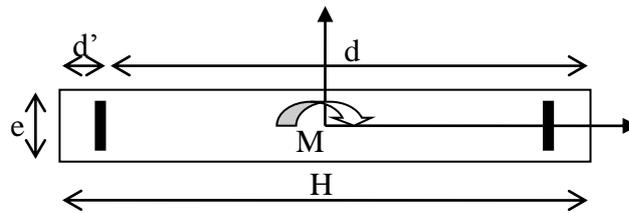
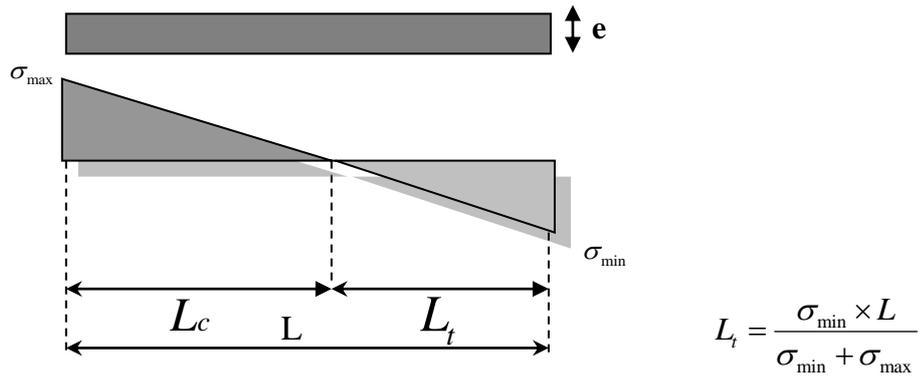


Figure V.10 Schéma d'un voile pleine.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$) .

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue. ($A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue



- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$

On va exposer un seul exemple de calcul// à $y-y'$ pour le voile V_{y1} et les autres seront résumés dans les tableaux.

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

✓ **Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du *RPA99*.

$$L = 2,10m, d = 2,05m, e = 0,24m.$$

$$N_{max} = 2147,5 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1713,91 \text{ KN.m. (Combinaison G+Q+E}_Y\text{)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,8m > \frac{l}{2} = 1,05m \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1713,91 + 2147,50 \times (2,05 - 2,10/2) = 3861,41 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 2,10 - 0,81 \times 0,05) \times 0,24 \times 2,10 \times 18,47 = 6,21 \text{ MN}$$

$$[2147,5 \times (2,05 - 0,05) - 3861,41] \times 10^{-3} = 4,66 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,207$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} : \xi_{st} = 3,5\% \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,207}) = 0,293$$

$$\xi_{st} = 3,5\% \left(\frac{1-0,293}{0,293} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 8,44\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,207 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,80 \text{m} \Rightarrow A_1 = 53,63 \text{cm}^2 ; A_s = -0,057 \text{cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2.$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M_{\max} = 1752,62 \text{KN.m} ; N_{\text{cor}} = 1713,91 \text{KN.m. (Compression), (Combinaison } 0,8G+EY).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1,02 \text{m} < \frac{l}{2} = 1,05 \text{m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'extérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = 3466,54 \text{KN.m}$$

$$(a) = 6,21 \text{MN} > (b) = -0,038 \text{MN} \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,207 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 0,293 \Rightarrow \xi_{st} = 8,44\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,207 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$z = 1,80 \text{m} \Rightarrow A_1 = 53,63 \text{cm}^2 ; A_s = -0,057 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2.$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$N_{\min} = 402,60 \text{KN (compression)}, M_{\text{cor}} = 1731,75 \text{KN.m. (Combinaison } 0,8G+EY).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4,30 \text{m} > \frac{l}{2} = 1,05 \text{m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'extérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 1731,75 + 402,60 \times (2,05 - 2,10/2) = 2134,20 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 2,10 - 0,81 \times 0,05) \times 0,24 \times 2,10 \times 18,47 = 6,21 \text{ MN} > -1,329 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2134,20 \times 10^{-3}}{0,24 \times 2,05^2 \times 18,47} = 0,114$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,151 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,92 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2134,20 \times 10^{-3}}{1,92 \times 400} = 27,78 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 27,78 - \frac{402,60 \times 10^{-3}}{400} = 17,71 \text{ cm}^2.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1} aux niveaux de deus sol et RDC.

Soit : AV/face = 17,71 cm².

d) Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{402,60 \times 10^{-3}}{0,24 \times 2,10} + \frac{1731,75 \times 10^{-3}}{0,1852} \times 1,05 = 10,61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{402,60 \times 10^{-3}}{0,24 \times 2,10} - \frac{1731,75 \times 10^{-3}}{0,1852} \times 1,05 = -9,02 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{9,02 \times 2,10}{9,02 + 10,61} = 0,96 \text{ m.}$$

✓ Armatures horizontales

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \quad ; \quad V_{\max} = 454,89 \text{ KN} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 454,89 \times 10^{-3}}{0,24 \times 2,05} = 1,294 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1,94 \text{ cm}^2.$$

e) Les vérifications nécessaires

1. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du *RPA99/version 2003* comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 1,294 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{RPA99Art (7.7.2.)}$$

2. Vérification des sections minimales

$A_{min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 24 \times 0,96 = 4,60 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone tendue par le RPA).

$A_{min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 2,05 \times 0,24 \times 2,1 / 400 = 5,94 \text{ cm}^2$. (A_{min} dans le voile par le BAEL).

$A_{min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0,1\% \times 24 \times (210 - 2 \times 96) = 0,43 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 24 \times 210 = 7,56 \text{ cm}^2$. (A_{min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 17,71 \text{ cm}^2$.

On opte pour : **13HA14** = 20,02 cm² (Schéma ferrailage fig. V .12).

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens x-x'**

- **V_{X1}**

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	230	230	230	230	230	230
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	99,88	70,49	19,85	46,16	7,17	14,35
N (KN)	3325,70	2688,43	2486,50	2162,40	164,14	879,96
V(KN)	406,69	307,20	258,27	233,81	197,07	156,46
section	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	1,14	1,03	1,16	1,05	0,89	0,70
Av cal /face (cm ²)	43,19	34,75	31,40	27,68	21,68	11,23
Av min/face (cm ²)	8,28	6,9	5,17	5,17	5,17	5,17
Av adop/face (cm ²)	45,22	36,18	31,48	27,72	21,98	14,22
N ^{barre} /face	8H20+10H16	18H16	8H16+10H14	18H14	4H14+14H12	18H10

S _t (cm)	extrémité	8	10	10	10	10	10
	Milieu	16	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)		1,71	1,29	1,09	0,98	0,83	0,66
Ah min/face(cm ²)		8,28	6,9	5,17	5,17	5,17	5,17
Ah adop/face (cm ²)		11,30	7,90	7,90	7,90	7,90	7,90
N ^{barre} /face		10H12	10H10	10H10	10H10	10H10	10H10
S _t (cm)		25	25	25	25	25	25

Tableau V.25 Ferrailage du voile Vx_{1=2,30m} à tous les niveaux.

- Vx₂

Niveau	sous-sol 1,2 et		1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème}		4 ^{ème} , 5 ^{ème}		7 ^{ème} ,8 ^{ème}		10 ^{ème} ,11 ^{ème}	
	RDC			étage		6 ^{ème} étage		9 ^{ème} étage		12 ^{ème} étage	
L (cm)	310		310	310	310	310	310	310	310	310	310
e (cm)	24		20	15	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	50,77		110,85	1036,21	944,01	792,72	341,02	2935,49	2739,04	2043,37	1972,11
N (KN)	839,53		929,06	813,45	700,85	536,87	326,84	SECTION			
V(KN)	S. E .C		S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	1,75		2,33	2,72	2,34	1,79	1,09	τ_U Mpa			
Av cal /face (cm ²)	42,90		40,91	38,07	36,07	29,19	14,86	Av cal /face (cm ²)			
Av min/face (cm ²)	11,16		9,30	6,97	6,97	6,97	6,97	Av min/face (cm ²)			
Av adop/face (cm ²)	44,97		42,71	38,19	36,31	29,26	15,01	Av adop/face (cm ²)			
N ^{barre} /face		6H20+13H16	4H20+15H16	19H16	15H16+4H14	19H14	19H10	N ^{barre} /face			
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)		2,63	2,91	2,55	2,19	1,68	1,02	Ah cal/face (cm ²)			
Ah min/face(cm ²)		11,16	9,30	6,97	6,97	6,97	6,97	Ah min/face(cm ²)			
Ah adop/face (cm ²)		11,30	11,30	7,90	7,90	7,90	7,90	Ah adop/face (cm ²)			
N ^{barre} /face		10H12	10H12	10H10	10H10	10H10	10H10	N ^{barre} /face			
S _t (cm)		25	25	25	25	25	25	S _t (cm)			

Tableau V.26 Ferrailage du voile Vx_{2=3,10m} à tous les niveaux.

- V_{x3}

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} ,8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} ,11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	100	100	100	100	100	100
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	34,38	11,22	1,16	10,87	2,29	225,08
N (KN)	977,06	818,43	738,71	637,92	479,80	280,58
V(KN)	290,4	313,43	346,01	310,81	229,08	149,79
section	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. P .C
τ_U Mpa	1,88	2,43	3,58	3,22	2,37	1,55
Av cal /face (cm ²)	13,50	10,65	9,27	8,38	6,08	3,25
Av min/face (cm ²)	3,60	3,00	2,25	2,25	2,25	2,25
Av adop/face (cm ²)	14,07	10,78	10,78	9,55	7,91	5,53
N ^{barre} /face	7H16	7H14	7H14	4H14+3H12	7H12	7H10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	2,82	3,04	3,36	3,02	2,22	1,45
Ah min/face(cm ²)	3,6	3,00	2,25	2,25	2,25	0,46
Ah adop/face (cm ²)	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02
N ^{barre} /face	10H8	10H8	10H8	10H8	10H8	10H8
S _t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.27 Ferrailage du voile $V_{x3=1m}$ à tous les niveaux.- V_{x4}

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} ,8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} ,11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	160	160	160	160	160	160
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	412,18	415,11	328,01	232,02	178,66	101,61
N (KN)	2099,56	1701,00	1462,95	1125,00	773,92	383,54
V(KN)	230,68	380,57	320,42	241,58	182,99	119,11
section	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	0,93	1,32	2,07	1,56	1,18	0,77
Av cal /face (cm ²)	34,90	30,35	25,97	19,50	13,41	7,17

Av min/face (cm ²)		5,76	4,80	3,60	3,60	3,60	3,60
Av adop/face (cm ²)		35,17	30,65	26,13	20,02	14,69	10,27
N ^{barre} /face		8H20+5H16	4H20+9H16	13H16	13H14	13H12	13H10
8S _t (cm)	extrémité	8	8	8	8	8	8
	Milieu	16	16	16	16	16	16
Ah cal/face (cm ²)		1,40	2,31	1,94	1,46	1,11	0,72
Ah min/face(cm ²)		5,76	4,8	3,60	3,60	3,60	3,60
Ah adop/face (cm ²)		7,90	7,90	5,02	5,02	5,02	5,02
N ^{barre} /face		10H10	10H10	10H8	10H8	10H8	10H8
S _t (cm)		25	25	25	25	25	25

Tableau V.28 Ferrailage du voile V_{x4=1,60m} à tous les niveaux.

- Sens y-y'
- V_{y1}

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	210	210	210	210	210	210
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	1731,75	128,01	71,40	116,12	123,93	50,27
N (KN)	402,60	1900,00	1766,47	1547,49	1193,05	655,84
V(KN)	454,89	268,24	262,03	232,24	205,61	123,78
SECTION	S. P .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	0,59	0,99	1,29	1,14	1,01	0,61
Av cal /face (cm ²)	17,71	26,03	23,35	21,41	17,12	9,09
Av min/face (cm ²)	7,56	6,30	4,72	4,72	4,72	4,72
Av adop/face (cm ²)	20,02	26,13	23,78	21,90	20,02	10,27
N ^{barre} /face	13HA14	13HA16	8HA16+8HA14	4H16+9HA14	13H14	13H10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	1,94	1,24	1,21	1,07	0,95	0,57
Ah min/face(cm ²)	7,56	6,3	4,72	4,72	4,72	4,72
Ah adop/face (cm ²)	7,90	7,90	5,02	5,02	5,02	5,02
N ^{barre} /face	10H10	10H10	10H8	10H8	10H8	10H8
S _t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.29 Ferrailage du voile V_{y1=2,10m} à tous les niveaux.

- V_{y2}

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	150	150	150	150	150	150
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	8,34	56,88	7,41	36,80	36,98	20,25
N (KN)	2322,11	2188,16	2019,31	1774,00	1388,98	750,00
V(KN)	137,59	170,01	133,51	129,43	115,20	84,78
SECTION	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	0,59	0,88	0,92	0,89	0,79	0,58
Av cal /face (cm ²)	33,62	28,77	24,22	23,09	18,28	9,88
Av min/face (cm ²)	5,4	4,5	3,37	3,37	3,37	3,37
Av adop/face (cm ²)	34,92	32,66	24,38	23,44	21,56	11,06
N ^{barre} /face	6H20+8H16	4H20+10H16	6H16+8H14	4H16+10H14	14H14	14H10
S _t (cm)	extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	14	14	14	14	14
Ah cal/face (cm ²)	0,89	1,10	0,86	0,83	0,74	0,54
Ah min/face(cm ²)	5,4	4,5	3,37	3,37	3,37	3,37
Ah adop/face (cm ²)	7,90	5,02	5,02	5,02	5,02	5,02
N ^{barre} /face	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S _t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.30 Ferrailage du voile $V_{y2=1,50m}$ à tous les niveaux.- $V_{y3, 4, 5, 6, 7}$

Niveau	sous-sol 1,2 et RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} , 11 ^{ème} 12 ^{ème} étage
L (cm)	200	200	200	200	200	200
e (cm)	24	20	15	15	15	15
M (KN.m)	85,92	25,89	42,44	49,96	37,72	62,82
N (KN)	1795,87	1705,43	1570,16	1347,90	1005,44	530,32
V(KN)	334,78	248,19	235,55	208,17	180,66	126,96
SECTION	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	S. E .C
τ_U Mpa	1,08	0,96	1,22	1,07	0,93	0,65
Av cal /face (cm ²)	24,06	21,80	20,42	17,78	13,27	7,80

Av min/face (cm ²)		7,20	6,00	4,50	4,5	4,50	4,5
Av adop/face (cm ²)		26,13	22,84	21,90	20,02	14,69	10,27
N ^{barre} /face		13H16	6H16+7HA14	4H16+9HA14	13H14	13H12	13H10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)		1,62	1,20	1,14	1,01	0,87	0,61
Ah min/face (cm ²)		7,2	6,00	4,50	4,50	4,5	4,5
Ah adop/face (cm ²)		7,90	7,90	5,02	5,02	5,02	5,02
N ^{barre} /face		10H10	10H10	10H8	10H8	10H8	10H8
S _t (cm)		25	25	25	25	25	25

Tableau V.31 Ferrailage du voile V_{y3, 4,5,6,7=2m} à tous les niveaux .

- S. E .C : section entièrement comprimé.
- S. P .C : section partiellement comprimé.

V .3.4 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{y1} (sous-sol 1,2 et RDC)

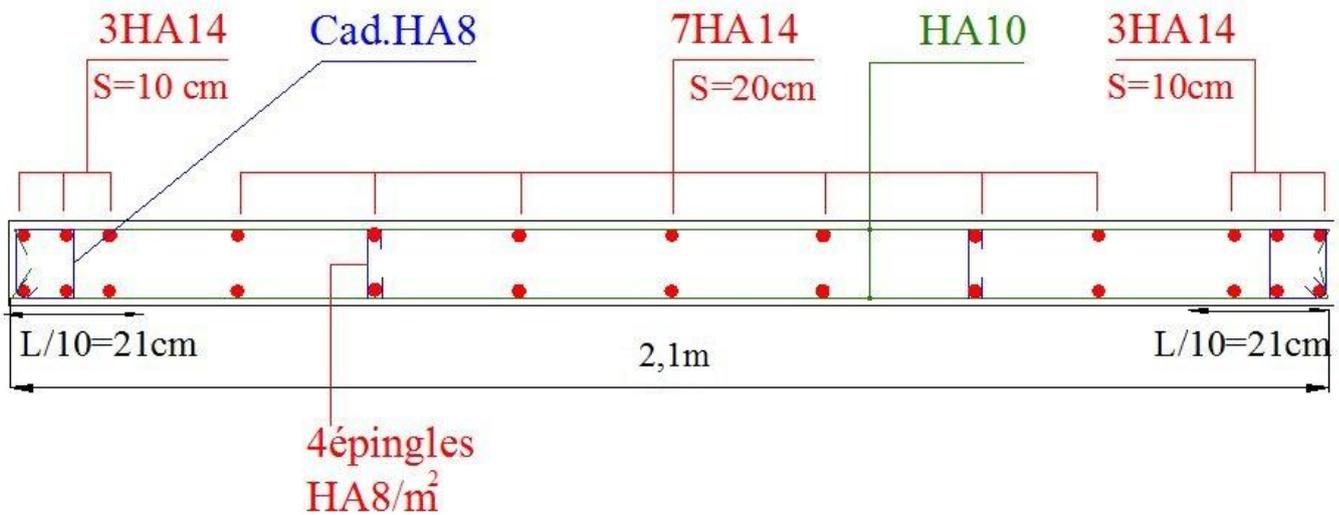


Figure V.11 Schéma de ferrailage du voile V_{y1} (sous-sol 1,2 et RDC).

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Introduction

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculer qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.1.2 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 : $G + Q \pm E$; $0.8 \times G \pm E$

VI.1.3 Les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du marnes d'aspect schisteux, fermes jusqu'à 1,50m enivrant. Au-delà on rencontre les marnes très indurée, de couleur grise à bleue.

Les résultats d'analyse chimique mettent en évidence une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates des sols de fondations, ces derniers sont non organiques et très carbonatés.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 1,50m avec un taux de travail de 2bars.

VI.1.4 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de cette structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$), La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculé par la combinaison $G+Q+E_x$ obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ; $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

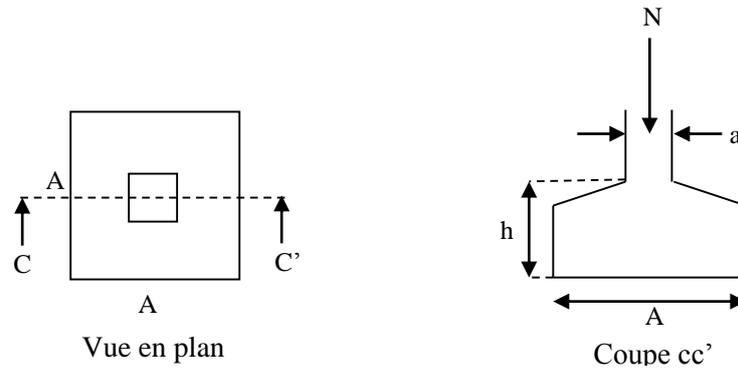


Figure VI.1 Semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=4460,832\text{KN}$ sous la combinaison $G+Q+E_x$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{4460,832 \times 10^{-3}}{0,2}} = 4,72\text{m}$$

D'après le résultat, 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 ce cas ne convient pas.

VI.1.5 Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

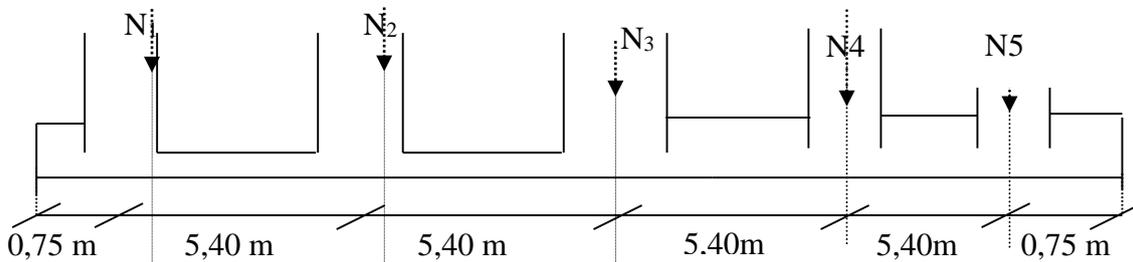


Figure VI.2 Semelle filante.

On doit vérifier : $\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$.

Avec : $N = \sum N_i + 5 \times N_s$.

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Poids de la semelle estimé à 20KN.

$$\sum N_i = 19302,098\text{KN} \Rightarrow B \geq \frac{19402,098 \times 10^{-3}}{23,1 \times 0,2} = 4,19\text{m}.$$

On à la largeur de la semelle égale à 4,19m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et celui adjacents est de 5,05m, donc on passe au radier général.

VI.1.6 Etude du radier général

1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

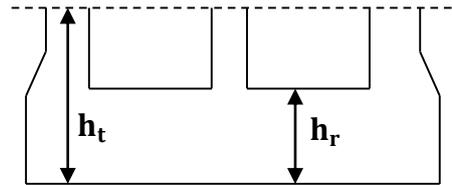


Figure VI.3 Dimensions du radier.

2. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$; $L_{\max} = 4,60m \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 46cm$ on prend : $h_t = 50cm$(a)

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$; $L_{\max} = 4,60m \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = 23cm$ on prend : $h_r = 30cm$.

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0,726m$(b)

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 0,75m$ (dalle + nervure) et $h_r = 0,30m$

➤ **La surface du radier**

$$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf} \rightarrow \begin{cases} N_{sup} = N_{ser} : \text{donnée par le SAP2000V14.} \\ N_{inf} : \text{poids du radier.} \end{cases}$$

$$N_{tot} = 78266,161 + 3645,6 = 81911,76KN.$$

$$\frac{N_{tot}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{tot}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{81,911}{0,2} = 409,55m^2.$$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 486,08m^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 486,08m^2$ (Le radier ne comporte pas de débord).

3. Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.



Figure VI.4 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \text{ Avec :}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,8+0,8+ 2 \times 0,75) \Rightarrow \mu_c = 6,2m.$$

$$4,924MN \leq 0,045 \times 6,2 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,48MN \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Pour que cette condition soit vérifiée il nous faut une hauteur $h_t=95cm$

$$4,924MN \leq 0,045 \times 7 \times 0,95 \times \frac{25}{1,5} = 4,98MN \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

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

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{110966,49 \times 5,00 \times 1}{2 \times 486,08} = 114,44\text{KN}$$

$$d = 0,9 \times h_0 = 0,9 \times 0,3 = 0,27\text{m} \quad ; \quad \tau_u = \frac{551,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 2,04\text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{Mpa}$$

C'est vérifier, donc pas risque de cisaillement dans le radier.

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme SOCOTECon trouve :

$$I_x = 19074,1843 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11,2\text{m} \quad ; \quad I_y = 20324,625\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 10,85\text{m}.$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N' : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

• **Sens X-X**

$$N' = 81911,761\text{KN} \text{ et } M_x = 101744,909\text{KN.m}.$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0,228\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0,228\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0,108\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0,108\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0,19\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2\text{Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Sens Y-Y**

$$N' = 81911,761\text{KN} \text{ et } M_y = 17796,780 \text{ KN.m} \text{ et } M_y = 17796,780 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0,178\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0,178\text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0,159\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0,159\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,173Mpa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2Mpa \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99 (article 10.1.5)

- **Suivant X-X:** $e = \frac{101744,909}{81911,761} = 1,24m < \frac{22,4}{4} = 5,60m \quad (\text{condition vérifiée})$

- **Suivant Y-Y :** $e = \frac{17796,780}{81911,55} = 0,21m < \frac{21,7}{4} = 5,42m \quad (\text{condition vérifiée})$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10KN/m^3$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 5,80 + 0,95 = 6,75m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 486,08m^2$).

$$N = 81911,55 \geq 1,5 \times 6,75 \times 486,08 \times 10 = 49215,60KN \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

4. Ferrailage

a) La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 4,60m \quad \text{et} \quad L_y = 4,60m.$$

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0,3 = 7,5KN / m^2 \quad L_x = 4,60m$$

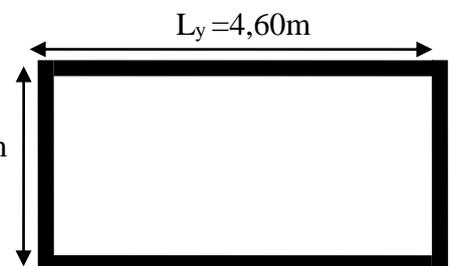


Figure VI.5 Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_U = \frac{N_U}{S} + 1,35 \times G_0 = \frac{110966,49}{486,08} + 1,35 \times 7,5 = 238,41KN / m^2$$

N_U : est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{81911,761}{486,08} = 168,51 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Avec } N_s : \text{ est l'effort normale de service.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **L'ELU** : $\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$ (Annexe I)

Comme $\rho = 1$ le calcul se fait pour un seul sens (xx) et sera le même pour le deuxième sens (y-y).

$$M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 185,64 \text{KNm}$$

✓ **En travée** : $M_t^x = M_t^y = 0,85 \times M_0^x = 157,79 \text{KNm}$

✓ **En appui** : $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x = -92,82 \text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.30 \text{m}^2$

➤ **Condition de non fragilité** : $h_r = 30 \text{cm}$, $b = 100 \text{cm}$, $\rho = 1$; $HA f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2,4 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 2,4 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Sens x-x /y-y	Travée	157,79	18,33	2,40	10HA16=20,10	10
	Appui	92,82	10,37	2,40	7T14=10,78	14

Tableau VI.1 Résumé des résultats de ferrillages du radier.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,047 \times f_{c28} = 1,17 \text{MPa.}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{238,41 \times 4,60}{2} \times \frac{4,60^4}{4,60^4 + 4,60^4} = 274,17 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{274,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} \Rightarrow \tau_u = 1,01 \text{MPa} < 1,17 \text{MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

• **L'E.L.S**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$

➤ **La contrainte dans l'acier**

La fissuration est considéré comme préjudiciable donc la contrainte admissible de l'acier est :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{MPa} ; \sigma_{st} = 15 \frac{M_{\text{SER}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x/ y-y	M_t	133,65	11,20	281,35	15	201,6
	M_a	78,62	11,20	299,18	15	201,6

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

On remarque que σ_s (MPa) > $\bar{\sigma}_s$ (MPa) \Rightarrow la condition n'est pas vérifiée.

Donc la solution est recalculée la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha[0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Après avoir fait plusieurs itérations on trouve :

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	β	α	A_{st}
x-x/ y-y	M_t	133,65	0,0090	0,421	28,55
	M_a	78,62	0,0053	0,345	16,32

Tableau VI.3 Résultats de recalcul de la section d'acier à l'ELS.

En travée $A_{adop} = \mathbf{10HA20} = 31,40 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 184,85 \text{ MPa}$

En appui $A_{adop} = \mathbf{10HA16} = 20,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 165,50 \text{ MPa}$

✓ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = \mathbf{10cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t = \mathbf{10cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailage

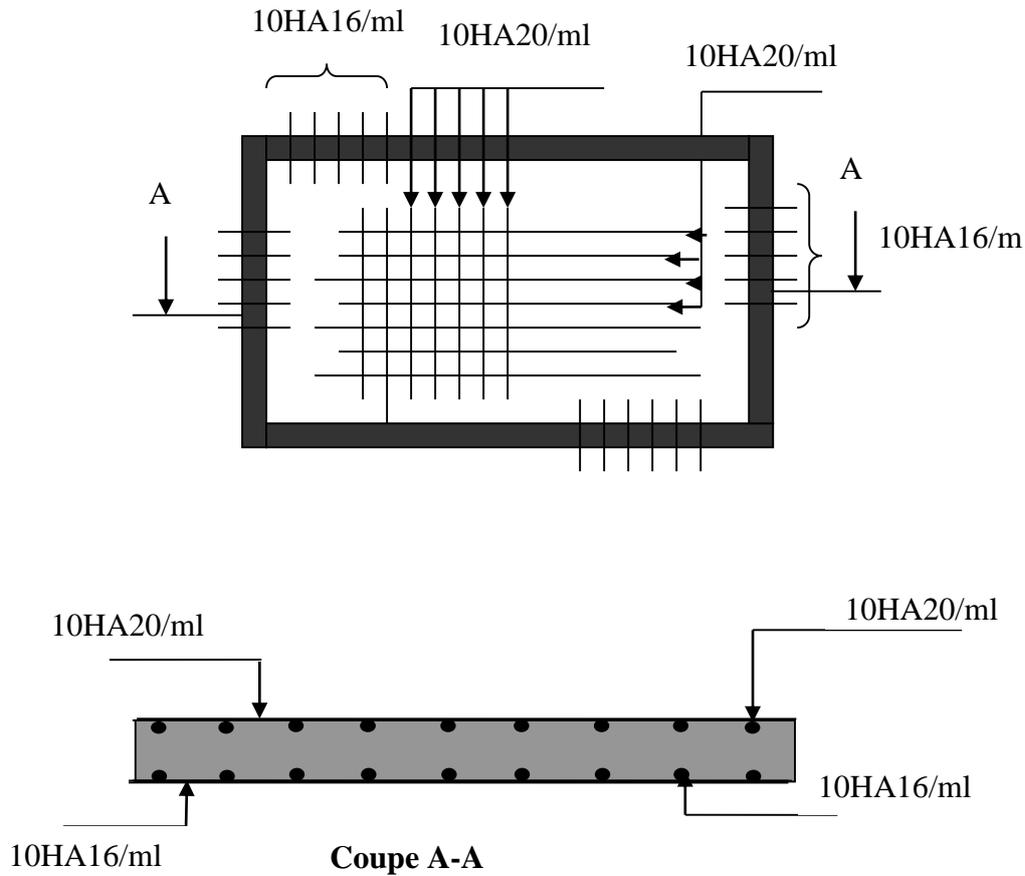


Figure VI.6 Schéma de ferrailage du radier.

b) Calcul des nervures

1. Définition

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.7), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

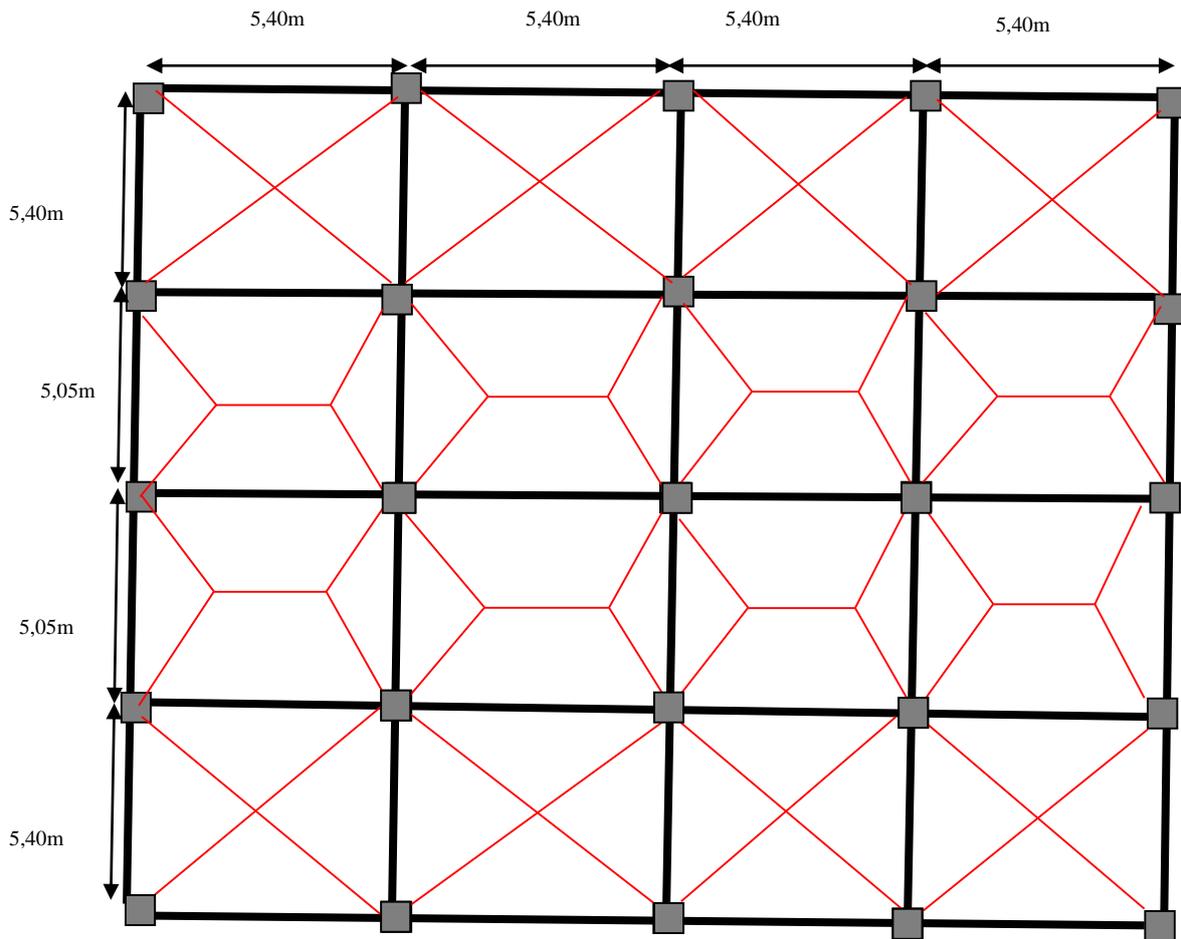


Figure VI.7 Schéma de rupture de dalle du radier.

2. Calcul des sollicitations

- Sens longitudinale (x-x): nervures principale

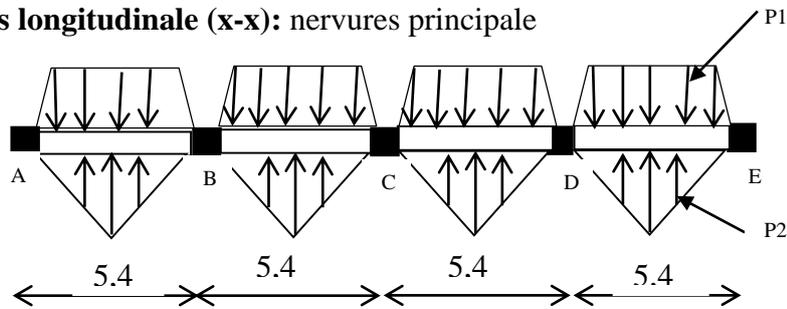


Figure VI.8 Sollicitations sur les nervures principales.

$$P = P_1 + P_2$$

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot.

- 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 : l'_g et l'_d sont les longueurs fictives.

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Mg et Md : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,40	5,40	548,34	0	-1580,15	1286,71	1187,90	-1773,14
B-C	5,40	4,32	548,34	-1580,15	-1203,92	611,09	1773,14	-1410,85
C-D	5,40	4,32	548,34	-1203,92	-1580,15	611,09	1410,85	-1773,14
D-E	5,40	5,40	548,34	-1580,15	0	1286,71	1773,14	1187,90

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELU).

Travée	L(m)	L'(m)	q(KN/m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	5,40	5,40	387,57	0	-1116,85	909,45
B-C	5,40	4,32	387,57	-1116,85	-850,94	431,92
C-D	5,40	4,32	387,57	-850,94	-1116,85	431,92
D-E	5,40	5,40	387,57	-1116,85	0	909,45

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (ELS).

• **Sens transversal (y-y) : nervure secondaire**

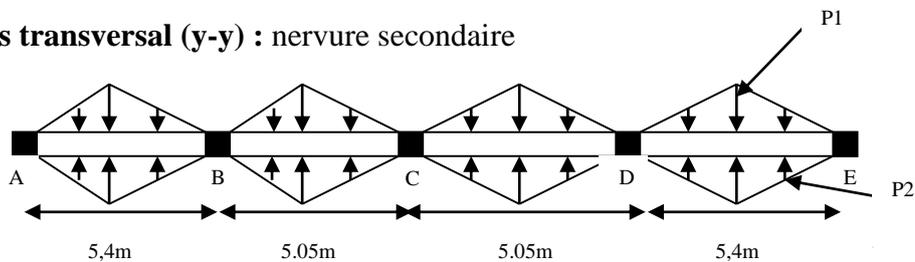


Figure VI.9 Sollicitations sur les nervures secondaires.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	L'(m)	P(kN/m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,40	5,40	528,30	0	-1470,88	1260,43	1154,24	-1698,79
B-C	5,05	4,04	528,30	-1470,88	-1014,43	449,19	1698,79	-1243,57
C-D	5,05	4,04	528,30	-1014,43	-1470,88	449,19	1243,57	-1698,79
D-E	5,40	5,40	528,30	-1470,88	0	1260,43	1698,79	-1154,24

Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELU).

Travée	L(m)	L'(m)	q(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	5,40	5,40	373,24	0	-1039,17	890,48
B-C	5,05	4,04	373,24	-1039,17	-716,69	317,35
C-D	5,05	4,04	373,24	-716,69	-1039,17	317,35
D-E	5,40	5,40	373,24	-1039,17	0	890,48

Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (ELS).

✓ Les sollicitations maximales

Localisation	travée	Appui
M _U (KN.m)	1286,71	-1580,15
M _S (KN.m)	909,45	-1116,85
V(KN)	1773,14	

Tableau VI.8 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.

Localisation	travée	Appui
M _U (KN.m)	1260,43	-1470,88
M _S (KN.m)	890,48	-1039,17
V(KN)	1698,79	

Tableau VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$h=0,95mh_0=0,30mb_0=0,80md=0,9m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,6}{10}, \frac{4,25}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,46, 2,125)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,45m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,70m$$

➤ Calcul des armatures

- En travée :(sens x-x)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 5418,75KN.m$$

$$M_T > M_{trav}^{\max} \Rightarrow \text{le calcul se fera comme une section rectangulaire } b \times h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tr}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{1286,71 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1,7 \times 0,9^2} = 0,066 < 0,186$$

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

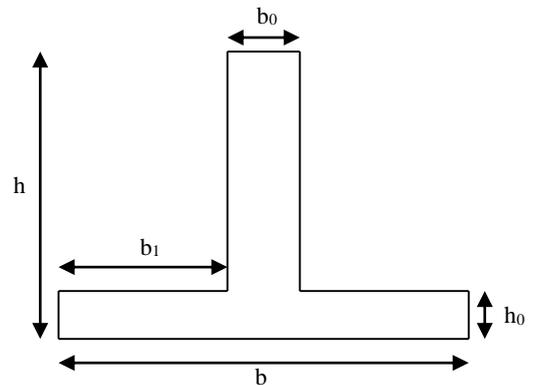


Figure VI.10 Section a ferrillé.

Calcul de A

$$\text{On a: } \mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,085 ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,869m$$

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{1286,71 \times 10^{-3}}{0,869 \times 348} = 42,55 \text{ cm}^2$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = 0,171 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Calcul de A:

$$\alpha = 0,236 ; Z = 0,81m ; A = \frac{M_{appui}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{1580,15 \times 10^{-3}}{0,81 \times 348} = 56,05 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	1286,71	42,55	18,47	8HA20+4HA25=44,76
	appuis	1580,15	56,05	18,47	12HA25=58,92
Y-Y	Travée	1260,43	41,65	18,47	8HA20+4HA25=44,76
	appuis	1470,88	51,51	18,47	8HA25+4HA20=51,84

Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

➤ **Les vérifications**

• **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1773,14 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,9} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{950}{35}, 20, \frac{80}{2}\right) = 20 \text{ mm .soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Soit **6HA10=4,74cm²** (3cadres)

$$1).S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(81; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2).S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4,74 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,80} = 59,92cm.$$

Soit S_t=10cm

$$3).S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0,8 \times 4,74 \times 10^{-4} \times 400}{0,80 [2,46 - 0,3 \times 2,1]} = 10,36cm$$

➤ **Vérification des contraintes(ELS)**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,6 MPa$$

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	909,45	5,73	15	244,61	201,6
	M_a	1116,8	6,29	15	233,37	201,6
Y-Y	M_t	890,48	5,16	15	239,51	201,6
	M_a	1039,17	6,15	15	243,72	201,6

Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

On remarque que σ_s (MPa) > $\bar{\sigma}_s$ (MPa) dans les deux sens.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

Suivant la même procédure que celle fait poule le calcul de la dalle du radier on trouve :

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adapte} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	909,45	54,87	58,92	194,84	201,6
	M_a	1116,8	68,09	70,98	189,14	201,6
Y-Y	M_t	890,48	53,76	58,92	185,20	201,6
	M_a	1039,17	65,03	70,98	181,303	201,6

Tableau VI.12 Résultats de recalcule des sections d'acier à l'ELS. Pour les nervures

Donc on opte pour les deux sens les sections suivantes :

En travée A_{adop} =**12HA25**=58,92 cm²

En appui A_{adop} =**12HA25+6HA16**=70,98 cm²

4. Schéma de ferrailage

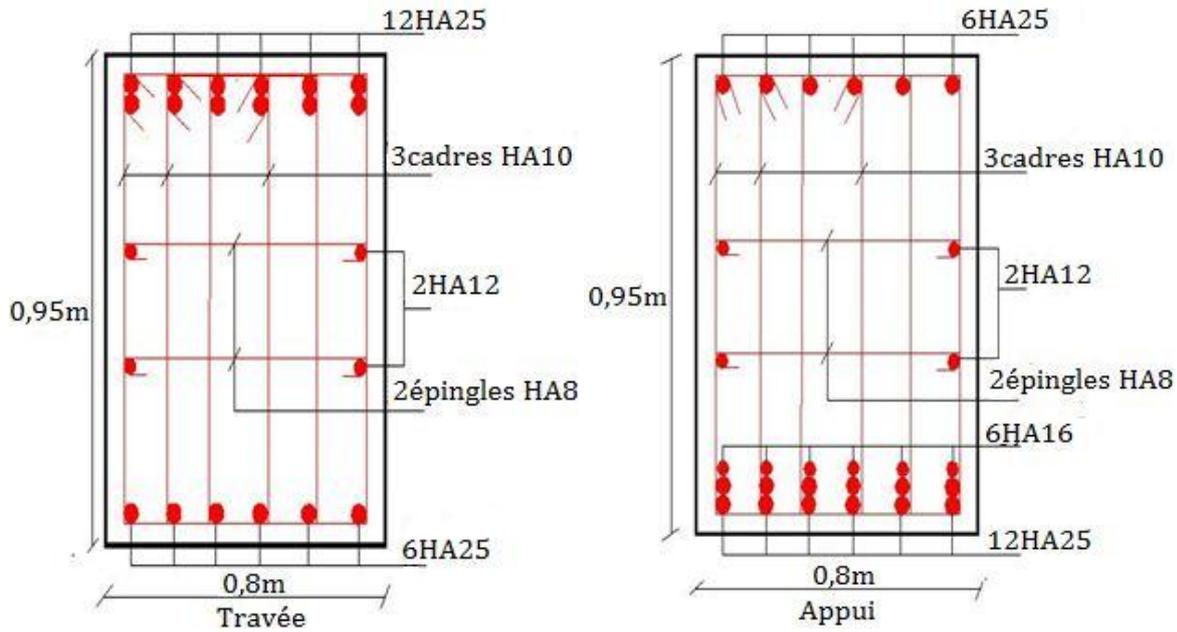


Figure VI.11 Schéma de ferrailage des nervures.

VI.2 Voile périphérique

VI.2.1 Introduction

Selon le *RPA99*, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm ;
- Il doit contenir deux nappes d'armatures ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens ;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.2.2 Dimensionnement des voiles

La hauteur : $h=2,90$ m ; La longueur : $L=5,00$ m ; L'épaisseur : $e=24$ cm

VI.2.3 Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)

Le poids spécifique $\gamma_h = 17,5 \text{ KN} / \text{m}^3$; L'angle de frottement $\phi = 25^\circ$; La cohésion $c=1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.2.4 Evaluation des charges et surcharges

a) La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 2,90 \times (17,5 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) - 2 \times 1,5 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2})) = 15,24 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4,09 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) A L'ELU

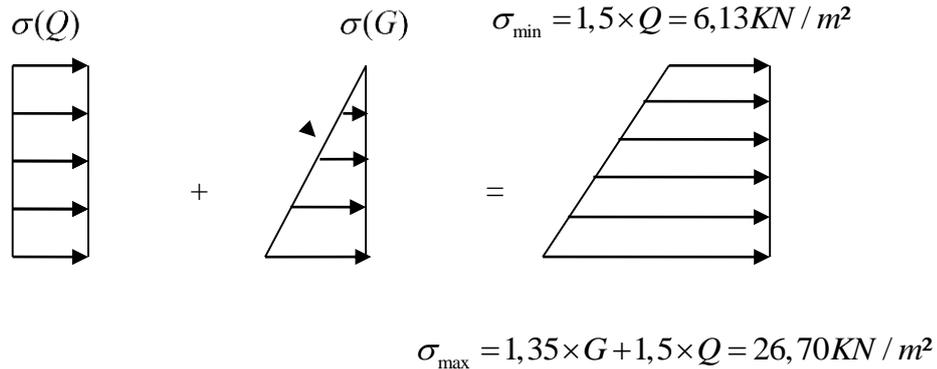


Figure VI.12 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 21,55 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 21,55 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,90 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 5,00 \text{ m} \quad ; \quad e = 24 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \quad ; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = 15,42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 4,16 \text{ KN.m}$$

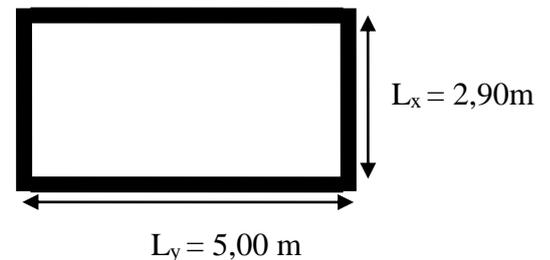


Figure VI.13 Panneau le plus sollicité.

b) Correction des moments

$$M_{ty} = 0,85.M_{0y} = 3,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85.M_{0x} = 13,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,5.M_{0x} = 7,71 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0,1\% b.h$ condition exigée par le RPA

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)
travée	xx	13,10	0,019	0,024	0,210	1,72	2,4	4HA10=3,16
	yy	3,54	0,005	0,006	0,210	0,46	2,4	4HA10=3,16
Appui	xx	7,71	0,011	0,014	0,218	1,01	2,4	4HA10=3,16
	yy	2,08	0,003	0,003	0,219	0,27	2,4	4HA10=3,16

Tableau VI.13 Section des armatures du voile périphérique.

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée et en appuis**

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

// à Ly : $S_t \leq \min(3e ; 33cm)$. Donc $S_t \leq 33\text{cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

✓ **Vérification à l'E.L.U**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{21,55 \times 2,9}{2} \times \frac{5,00^4}{2,9^4 + 5,00^4} = 28,05\text{ KN}$$

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{ MPa}$,

On a : $\tau_u = 0,129\text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

c) A l'ELS

$$\sigma_{\min} = Q = 4,09\text{ KN} / m^2 ; \sigma_{\max} = G + Q = 19,33\text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 15,52\text{ KN} / m^2 ; q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 15,52\text{ KN} / m$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,4462 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 11,70\text{ KN} .m \\ M_{0y} = 5,22\text{ KN} .m \end{cases}$$

correction des moments $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 9,95\text{ KN} .m \\ M_{ty} = 4,44\text{ KN} \\ M_{ap(xx)} = 5,85\text{ KN} .m \\ M_{ap(yy)} = 2,61\text{ KN} .m \end{array} \right.$

➤ **Vérification des contraintes**

• **Contraintes dans le béton**

Il faut que : $\frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$

En travée

Sens x-x : $M_{ser} = 9,95\text{ KN} .m$; $y = 4,11\text{cm}$; $I = 17485\text{ cm}^4$; $A = 3,16\text{cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 2,34\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$$

Sens y-y : $M_{ser} = 4,44 \text{ KN.m}$; $y = 4,11 \text{ cm}$; $I = 17485 \text{ cm}^4$; $A = 3,16 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis

Sens x-x : $M_{ser} = 5,85 \text{ KN.m}$; $y = 4,11 \text{ cm}$; $I = 17485 \text{ cm}^4$; $A = 3,16 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 1,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $M_{ser} = 2,61 \text{ KN.m}$; $y = 4,11 \text{ cm}$; $I = 17485 \text{ cm}^4$; $A = 3,16 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 0,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \cdot \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

En travée

Sens x-x : $\sigma_s = 152,67 \text{ MPa}$ $\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow$ condition vérifiée

Sens y-y : $\sigma_s = 68,12 \text{ MPa}$ $\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow$ condition vérifiée

En appuis

Sens x-x : $\sigma_s = 89,80 \text{ MPa}$ $\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow$ condition vérifiée

Sens y-y : $\sigma_s = 40,07 \text{ MPa}$ $\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow$ condition vérifiée

VI.2.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique

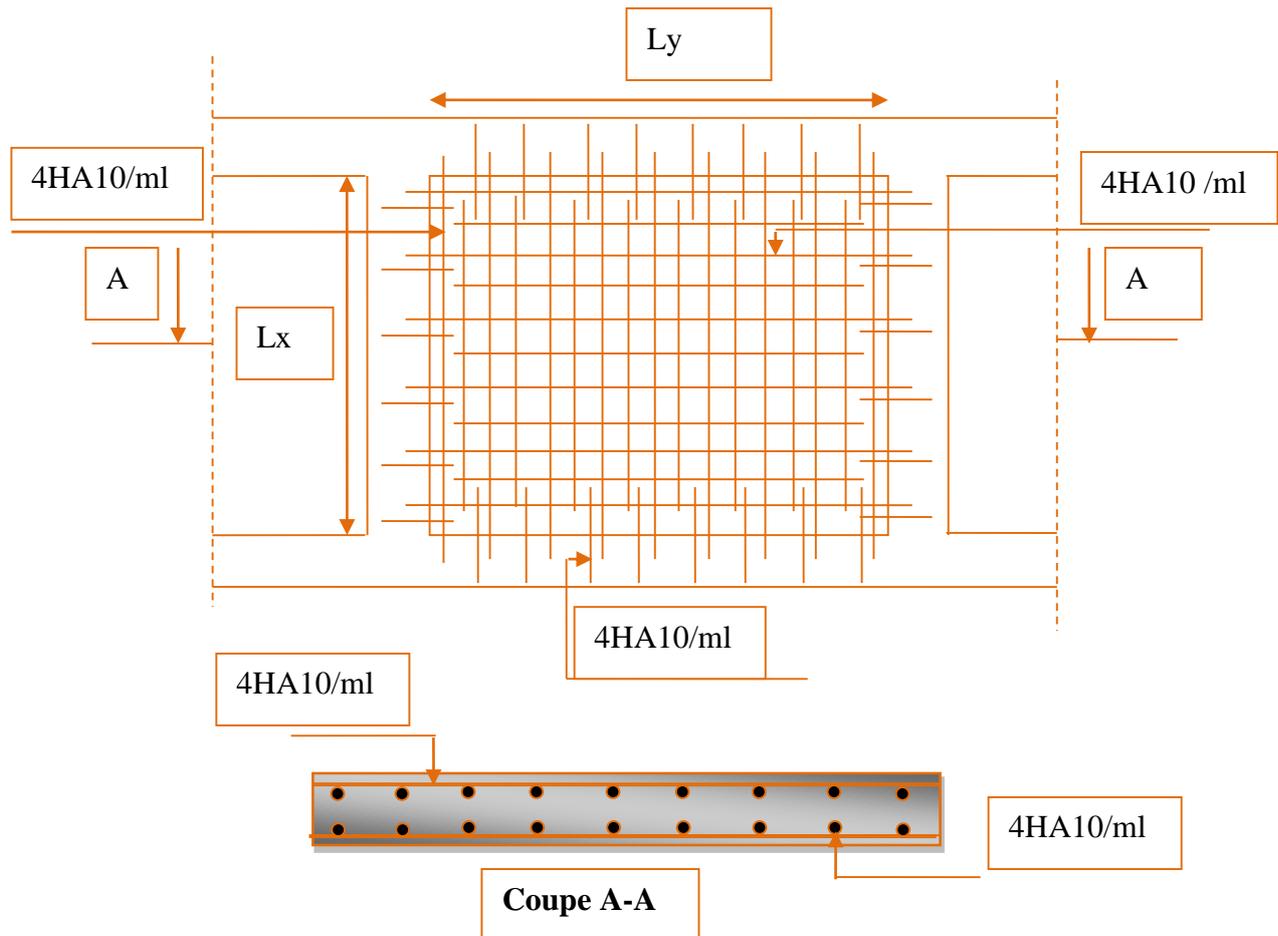


Figure VI.14 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte pour un calcul d'un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la pousser des terres exercées sur les deux sous-sols, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis, le ferrailage est faite selon le *RPA* qui domine.

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 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).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version.14.
- Outil de conception AUTO CAD 2011.
- Outil de de calcul EXCEL 2013.
- Outil de saisie Word 2013.
- Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe III

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

L_y

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	$\frac{u/Lx}{v/Ly}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33