

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Université 08 mai 1945 Guelma

Faculté des sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présentés par : CHENINA Charaf-Eddine

Calcul et vérification des éléments de structure d'un immeuble

Sous la direction de : Dr.BOURAS Faouzi

2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

- + *Toute mes gratitudes, grâces et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.*
- + *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur **Dr. Faouzi BOURAS** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- + *Toute mon gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- + *Mes remerciements les plus sincères à l'ingénieur en génie civil **Zakaria AMOURI** de la **Société Nationale de Génie Civil et Bâtiment** qui m'a aidé beaucoup Pendant la réalisation du projet.*
- + *Je remercie ma précieuse famille qui m'a soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce projet.*
- + *Je remercie aussi tous mes amis et collègues pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*
- + *Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*



DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Ma chère et tendre mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, ma source d'affection de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

Mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté et qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis. Merci mes parents.

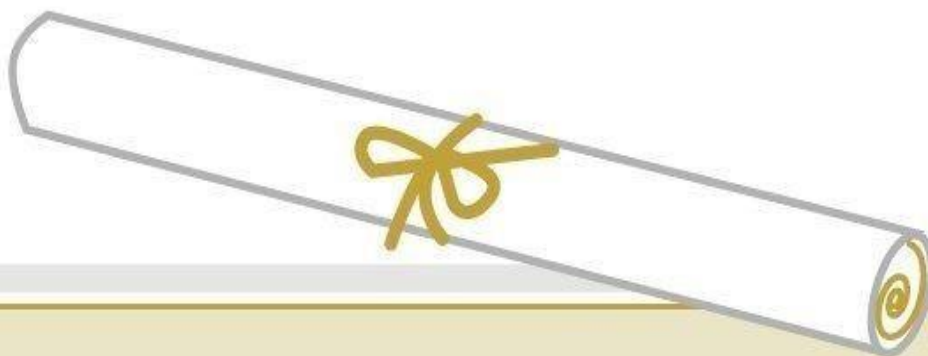
A mon cher frère Nadhir et mes chères sœurs Hiba et Chaima.

A toute la famille CHENINA et BENHOUCINE.

A ma meilleure et proche amie qui m'a soutenu et encouragé beaucoup Marwa.

A tous mes amis(es) de la faculté.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.



المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبناء مكون من طابق ارضي و ثمانية طوابق علوية.

اشتملت الدراسة على اربعة محاور:

المحور الاول: سيتكون من تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية وخصائص المواد المستعملة، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل العناصر المكونة لها.

المحور الثاني : دراسة الاجزاء الثانوية من البنية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج :

Autodesk ROBOT Structural Analysis professional 2010

الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية لمقاومة الزلازل :

RPA99/Version2003

المحور الرابع : يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنية (الاعمدة، العارضات، الاساسات) اعتمادا على :

RPA99/Version2003 ; BAEL91/révisée99

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة،

Autodesk ROBOT Structural Analysis professional 2010, RPA99/Version2003 ; BAEL91 / révisée99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un rez-de-chaussée + 8 étages, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette étude se compose de quatre parties.

La première partie : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure : a été entamée dans la troisième partie par **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique)

La dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91/révisée99 et des règlements parasismiques algériens RPA99/2003.

Mots clés : Bâtiment, béton; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA99/version2003 ; BAEL91/révisée99.

Summary

This project presents a detailed study of a regularly shaped building multi-use consists of a ground floor + eight floors implanted in the Wilaya of Tizi-Ouzou. This study consists of four parts.

The first part: is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre dimension structure and finally the descent of the load.

The second part: was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

The dynamic study of the structure: was begun in the third part and determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part: includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91/modified99 Algerian seismic regulations and RPA99/Version2003.

Keywords: Building, concrete; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010; RPA99/version2003; BAEL91/revised99.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1	Introduction :	1
I.2	Objectif :	1
I.3	Présentation du projet :	2
I.3.1	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	2
I.3.1.1	Description de l'ossature :	6
I.3.2	Caractéristiques géotechniques du sol :	7
I.3.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	7
I.3.3.1	Introduction :	7
I.3.3.2	Béton :	8
I.3.3.2.1	Les compositions du béton :	8
I.3.3.2.2	Résistance mécanique du béton :	9
I.3.3.3	L'Acier :	13
I.3.3.3.1	Définition :	13
I.3.3.3.2	Caractéristiques mécaniques :	13
I.3.3.3.3	Contrainte limite des Aciers :	13
I.3.3.3.4	Etat limite ultime :	14
I.3.3.3.5	Etat limite de service :	14
I.3.3.4	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	14
I.3.3.4.1	Etat limite ultime :	14
I.3.3.4.2	Etat limite de service :	15

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1	Introduction :	16
II.2	Pré dimensionnement des planchers :	16
II.2.1	Plancher à corps creux :	16
II.2.2	Plancher en dalle pleine (Balcon) :	17
II.3	Pré dimensionnement des poutres	18
II.3.1	Poutres principales :	18
II.3.2	Poutres secondaires (chainages) :	19
II.3.3	Poutre palière :	19

II.4	Pré dimensionnement des voiles	20
II.5	Pré dimensionnement des escaliers :	21
II.6	Descente des charges :	24
II.6.1	Introduction :	24
II.6.2	Les planchers :	24
II.6.3	Mur extérieur (double cloison) :	26
II.6.4	Murs intérieurs (simple cloison)	27
II.6.5	L'acrotère :	28
II.6.6	Les balcons :	28
II.6.7	L'escalier (Palier) :	28
II.7	Pré dimensionnement des poteaux :	29
II.7.1	Choix du poteau le plus sollicité (Poteau centrale) :	30
II.7.2	Pré dimensionnement de poteaux d'angle du bâtiment :	36
II.7.3	Pré dimensionnement de poteau de rive :	40

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction :	44
III.2	Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :	44
III.2.1	Etude de l'acrotère :	44
III.2.1.1	Introduction :	44
III.2.1.2	Méthode de calcul :	44
III.2.1.3	Détermination des sollicitations :	45
III.2.1.4	Ferraillage de l'acrotère :	46
III.2.1.5	Vérification du ferraillage vis-à-vis au séisme :	48
III.2.1.6	Vérification de l'effort tranchant	49
III.2.2	Etude des escaliers :	50
III.2.2.1	Introduction	50
III.2.2.2	Charges et surcharges :	51
III.2.2.3	Calcul de La charge équivalente :	51
III.2.2.4	Calcul des moments max et efforts tranchants max a l'ELU :	52
III.2.2.5	Calcul du ferraillage	52
III.2.2.6	Vérification de la flèche :	54
III.2.3	Calcul de la poutre palière :	56

III.2.3.1	Evaluation des charges:	56
III.2.3.2	Calcul des Moments:	56
III.2.3.3	Calcul du ferrailage:	56
III.2.3.4	Vérification de la flèche :	59
III.2.4	Etude des balcons :.....	60
III.2.4.1	Introduction :	60
III.2.4.2	Evaluation des charges :	60
III.2.4.3	Combinaison des charges :	61
III.2.4.4	Calcul des efforts internes :	61
III.2.4.5	Calcul du ferrailage :	62
III.2.4.6	Vérification de la flèche :	63
III.2.5	Calcul des planchers :	65
III.2.5.1	Introduction :	65
III.2.5.2	Choix de la méthode :.....	65
III.2.5.2.1	Exposé de la méthode :.....	66
III.2.5.3	Calcul du plancher :.....	66
III.2.5.3.1	Hypothèses de calcul :	67
III.2.5.3.2	Calcul des sollicitations :	67
III.2.5.3.3	Calcul Des Efforts Tranchants :.....	71
III.2.5.3.4	Ferrailage des nervures :.....	73
III.2.6	Ferrailage de la dalle de compression :.....	78
III.2.7	Etude de la dalle machine :.....	80
III.2.7.1	Introduction :	80
III.2.7.2	Pré dimensionnement :	80
III.2.7.3	Détermination des charges et surcharge :.....	81
III.2.7.4	Ferrailage de la dalle :	82
III.2.7.5	Vérification a l'ELS :	84
III.2.8	L'ascenseur :.....	86
III.2.8.1	Introduction :	86
III.2.8.2	Etude de l'ascenseur :.....	87
III.2.8.3	Calcul de la charge de rupture :.....	88
III.2.8.4	Le poids des câbles (Mg) :.....	89
III.2.8.5	Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :.....	90

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

IV.1	Introduction :	92
IV.2	Choix de la méthode de calcul :	92
IV.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	92
IV.3.1	Principe :	92
IV.3.2	Domaine d'application :	92
IV.3.3	Spectre de réponse de calcul :	93
IV.3.4	Classification de site :	93
IV.3.5	Détermination des paramètres du spectre de réponse :	93
IV.3.6	Nombre de mode à considérer :	98
IV.3.7	Modélisation :	99

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1	Introduction :	117
V.2	Etude de ferrailage des poteaux :	117
V.2.1	Combinaisons spécifiques de calcul :	117
V.2.2	Calcul du ferrailage longitudinal :	118
V.2.3	Calcul des armatures transversales :	118
V.3	Etude de ferrailage des poutres :	127
V.3.1	L'étude des Poutres principales :	128
V.3.1.1	Calcul des armatures longitudinales :	129
V.3.1.2	Calcul des armatures transversales :	133
V.3.2	L'étude des Poutres secondaires :	136
V.4	Etude de ferrailage des voiles :	140
V.4.1	Introduction :	140
V.4.2	Conception :	140
V.4.3	Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :	140
V.4.4	Rôle de contreventement :	140
V.4.5	Etapas de calcul :	141
V.4.6	Ferrailage des voiles transversales :	141
V.4.6.1.1	Calcul de la contrainte de compression admissible du béton :	141
V.4.6.1.2	Sollicitations de calcul dans les voiles :	143
V.4.7	Ferrailage des voiles longitudinales :	149

CHAPITRE VI : Etude des fondations

VI.1	Introduction :	154
VI.2	Choix du type de fondation :	154
VI.3	Etude du radier général :	155
VI.3.1	Pré dimensionnement du radier :	155
VI.3.1.1	Epaisseur de Nervure du radier :	155
VI.3.1.2	Epaisseur de la dalle du radier :	156
VI.3.1.3	Calcul de la surface de radier :	156
VI.3.1.4	Calcul du débordement :	157
VI.3.1.5	Vérification de la contrainte de cisaillement :	157
VI.3.1.6	Vérification de l'effet de sous pression :	157
VI.3.1.7	Vérification au non poinçonnement :	158
VI.3.1.8	Vérification de la stabilité du radier au renversement :	158
VI.3.1.9	Caractéristiques géométriques du radier :	159
VI.3.1.10	Calcul des contraintes sous fondation :	159
VI.3.1.11	Vérification de la contrainte du sol :	160
VI.3.2	Ferraillage du radier :	161
VI.3.2.1	Calcul de Ferraillage de la dalle radier :	162
VI.3.2.1.1	Calcul de ferraillage à l'ELU :	163
VI.3.2.1.2	Vérification à l'ELS :	165
VI.3.2.1.3	Vérification de la contrainte de cisaillement :	166
VI.3.2.2	Calcul de Ferraillage de nervure :	169
VI.3.2.2.1	Ferraillage longitudinal :	170
VI.3.2.2.2	Vérification à l'ELS :	171
VI.3.2.2.3	Vérification au cisaillement :	172
VI.3.2.2.4	Calcul des armatures transversales :	172
CONCLUSION GENERALE		174
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE		175
ANNEXES		176

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I-1 : Vue en plan niveau RDC de la structure.	3
Figure I -2 : Vue en plan niveau étage courant de la structure.	4
Figure I-3 : Vue de la structure en 3D.	5
Figure I-4 : Plancher à corps creux.	6
Figure I-5 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	9
Figure I-6 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	10
Figure I-7 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj}	11
Figure I-8 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.	12
Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	12
Figure I-10 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.	14

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II-1 : Plancher en corps creux.	16
Figure II-2 : Section de la poutrelle.	17
Figure II-3 : Section de la dalle pleine.	18
Figure II-4 . Schéma du voile	20
Figure II-5 : Schéma d'escalier.	22
Figure II-6 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	25
Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.	25
Figure II-8 : Soupe plancher étage courant.	26
Figure II-9 : Mur extérieur.....	27
Figure II-10 : Mur simple cloison.....	27
Figure II-11 : Acrotère.....	28
Figure II-12 : Représentation du poteau centrale le plus sollicité de 8 ^{ème} & 7 ^{ème} & 6 ^{ème} & 5 ^{ème} & 4 ^{ème} & 3 ^{ème} & 2 ^{ème} & 1 ^{ère} étage et RDC	30
Figure II-13 : Représentation du poteau d'angle le plus sollicité de 8 ^{ème} & 7 ^{ème} & 6 ^{ème} & 5 ^{ème} & 4 ^{ème} & 3 ^{ème} & 2 ^{ème} & 1 ^{ère} étage et RDC	36

Figure II-14 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité de 8 ^{ème} & 7 ^{ème} & 6 ^{ème} & 5 ^{ème} & 4 ^{ème} & 3 ^{ème} & 2 ^{ème} & 1 ^{ère} étage et RDC	40
--	----

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1 : Schéma de l'acrotère.....	45
Figure III-2 : Section de calcul d'acrotère.....	46
Figure III-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	49
Figure III-4 : Schéma d'escalier.	50
Figure III-5 : Schéma de notre escalier.	50
Figure III-6 : Schéma statique de l'escalier.....	51
Figure III-7 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	55
Figure III-8 : Ferrailage de la poutre palière	59
Figure III-9 : Schéma du balcon.....	60
Figure III-10 : Diagramme des efforts internes.....	61
Figure III-11 : Ferrailage des balcons.	64
Figure III-12 : Diagramme des moments de la poutrelle type 1 étage courant.	67
Figure III-13 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 1 étage courant.	70
Figure III-14 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 1 étage courant.....	71
Figure III-15 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 1 étage courant.....	73
Figure III-16 : Schéma de ferrailage des nervures au niveau de travée et appuis.....	77
Figure III-17 : Schéma de coupe de ferrailage des nervures.....	78
Figure III-18 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	79
Figure III-19 : Schéma de la dalle machine	80
Figure III-20 : Ferrailage de la dalle machine.....	86
Figure III-21 : Schéma d'un ascenseur mécanique	87
Figure III-22 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine	90

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure.

Figure IV-1 : Limites des décrochements en plan.	97
Figure IV-2 : La 1 ^{ère} disposition des murs voiles et poteaux.....	99
Figure IV-3 : La 2 ^{ème} disposition des murs voiles et poteaux.....	99
Figure IV-4 : La 3 ^{ème} disposition des murs voiles et poteaux.....	100
Figure IV-5 : Spectre de réponse.	102

Figure IV-6 : 1 ^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010).	103
Figure IV-7 : 1 ^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan Y-Z (résultats de Robot 2010).	103
Figure IV-8 : 1 ^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan 3D (résultats de Robot 2010).	104
Figure IV-9 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010).	104
Figure IV-10 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Z (résultats de Robot 2010).	105
Figure IV-11 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan 3D (résultats de Robot 2010).	105
Figure IV-12 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultats de Robot 2010).	106
Figure IV-13 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultats de Robot 2010).	106

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux.

Figure V-1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux	119
Figure V-2 : Crochet des barres horizontales.	123
Figure V-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×50 cm ²	124
Figure V-4 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×45 cm ²	126
Figure V-5 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 45×45 cm ²	127
Figure V-6 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8 ^{ème} étage à l'ELU	128
Figure V-7 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8 ^{ème} étage à l'ELS	128
Figure V-8 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8 ^{ème} étage à l'ACC	129
Figure V-9 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis.	134
Figure V-10 : Ferrailage des poutres principales au niveau de la travée.	135
Figure V-11 : Recouvrement des aciers dans la poutre principale.	135
Figure V-12 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 8 ^{ème} étage	136
Figure V-13 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 8 ^{ème} étage	137
Figure V-14 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 7 ^{ème} ; 6 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	137

Figure V-15 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 7 ^{ème} ; 6 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	138
Figure V-16 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 2 ^{ème} ; 1 ^{ère} étage et RDC.	138
Figure V-17 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 2 ^{ème} ; 1 ^{ère} étage et RDC.	139
Figure V-18 : Recouvrement des aciers dans la poutre secondaire au niveau de RDC.	139
Figure V-19 : Schéma de ferrailage de voile VT au niveau du RDC.	149
Figure V-20 : Schéma de ferrailage de voile VL au niveau du RDC	153

CHAPITRE VI : Etude des fondations.

Figure VI-1 : Schéma de de radier général nervuré.....	161
Figure VI-2 : Moment au niveau du radier en appui et en travée (sens x-x)	162
Figure VI-3 : Moment au niveau du radier en appui et en travée (sens y-y)	162
Figure VI-4 : Différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant : Txx «ELU»	166
Figure VI-5 : Différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant : Tyy «ELU»	166
Figure VI-6 . Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens X-X.....	167
Figure VI-7 . Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens Y-Y.....	168
Figure VI-8 : Schéma de ferrailage du radier présenter en 3D.....	168
Figure VI-9 : Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (Sens X-X)..	169
Figure VI-10 : Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (Sens Y-Y).	169
Figure VI-11 : Coupe de ferrailage des nervures sens (X-X).....	173
Figure VI-12 : Coupe de ferrailage des nervures sens (Y-Y).....	173

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e	13
--	----

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	24
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....	25
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	26
Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.	27
Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	28
Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.	28
Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et E.C.	29
Tableau II-9 : Pré-dimensionnement des poteaux.	30
Tableau II-10 : Calcul de $\bar{N}u$ des poteaux.	31
Tableau II-11 : Détermination des charges d'exploitations.	33
Tableau II-12 : Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}u$ des poteaux	34
Tableau II-13 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	35
Tableau II-14 : 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	35
Tableau II-15 : Pré-dimensionnement des poteaux.	36
Tableau II-16 : Calcule de $\bar{N}u$ des poteaux.	37
Tableau II-17 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.	37
Tableau II-18 : Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}u$ des poteaux	38
Tableau II-19 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.	39
Tableau II-20 : 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	39
Tableau II-21 : Pré-dimensionnement des poteaux.	40
Tableau II-22 : Calcule de $\bar{N}u$ des poteaux.	41
Tableau II-23 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.	41

Tableau II-24 : Vérifications du $1,1N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.	42
Tableau II-25 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.	43
Tableau II-26 : 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	43

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Charges sur les éléments de l'escalier.	51
Tableau III-2 : Moments max et effort tranchant sur l'escalier	52
Tableau III-3 : Vérification de la flèche de l'escalier	55
Tableau III-4 : Résultats de ferrailage en travée et appuis.	57
Tableau III-5 : Combinaison des charges.	61
Tableau III-6 : Calcul des efforts internes.	61
Tableau III-7 : Résultats des ferrailages pour les balcons	64
Tableau III-8 : Charges appliqués sur les planchers des différents niveaux.	66
Tableau III-9 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles.	77
Tableau III-10 : Ferrailage des poutrelles	77
Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly)	83
Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly)	83
Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.	85

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

Tableau IV-1 : Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour.	96
Tableau IV-2 : Pénalité en fonction de critère de qualité.	98
Tableau IV-3 : Périodes et facteurs de participation modale de la 3 ^{ème} variance (Résultats Robot 2010)	100
Tableau IV-4 : Les réactions à la base.	107
Tableau IV-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques	107
Tableau IV-6 : Vérification de la résultante des forces sismiques	108
Tableau IV-7 : Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.	109
Tableau IV-8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinale.	113

Tableau IV-9 :Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.	114
Tableau IV-10 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels	115
Tableau IV-11 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	116
Tableau IV-12 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal	116

CHAPITRE V : Etude sismique de la structure

Tableau V-1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	117
Tableau V-2 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.....	125
Tableau V-3 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (8 ^{ème} étage)	129
Tableau V-4 : Résultats de calcul de Ferrailage des poutres principales.	134
Tableau V-5 : Résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires	136
Tableau V-6 : Calcul d'armatures de voile transversale V_T	148
Tableau V-7 : Calcul d'armatures de voile transversale V_L	149

CHAPITRE VI : Etude des fondations

Tableau VI-1 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	158
Tableau VI-2 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal	159
Tableau VI-3 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.	167
Tableau VI-4 : Moment des nervures suivant les deux sens.	170
Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.....	170

Liste des notations

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **A_s** : Aire d'une section d'acier.
- **A_t** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **∅** : Diamètre des armatures.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.
- **$\overline{\sigma}_s$** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- **$\overline{\sigma}_{bc}$** : Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **β** : Coefficient de pondération.
- **σ_{sol}** : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.
- **ξ** : Déformation relative.
- **V₀** : Effort tranchant à la base.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T_u** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **S_t** : Espacement.
- **λ** : Elancement.

- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage multiple (d'habitation et commerce), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments qui composent notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par Autodesk robot structural analysis, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Dans le chapitre V le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.

INTRODUCTION GENERALE

Le chapitre VI consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée se l'action des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays [RPA99/version 2003] et [CBA93] pour le cas de l'Algérie.

I.2 Objectif :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à analyser, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.3 Présentation du projet :

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment C + 8, composé d'un rez-de-chaussée commerciale et 8 étages à usage d'habitation. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

L'ouvrage d'habitation collective ne dépassant pas les 48 m est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé au **groupe d'usage 2**.

L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de **TIZI-OUZOU** dans la Daïra de **MIZRANA** considérée comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIB**) qui est classée par le **[RPA99/ version 2003]**.

Le site est considéré comme **ferme (S2)**.

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment est de dimensions :

- Hauteur des étages courants.....3.23m
- Hauteur du RDC.....3.23m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère).....29.07m
- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère).....29.67m
- Longueur totale du bâtiment en plan.....28.80m
- Largeur totale du bâtiment en plan.....18.05m

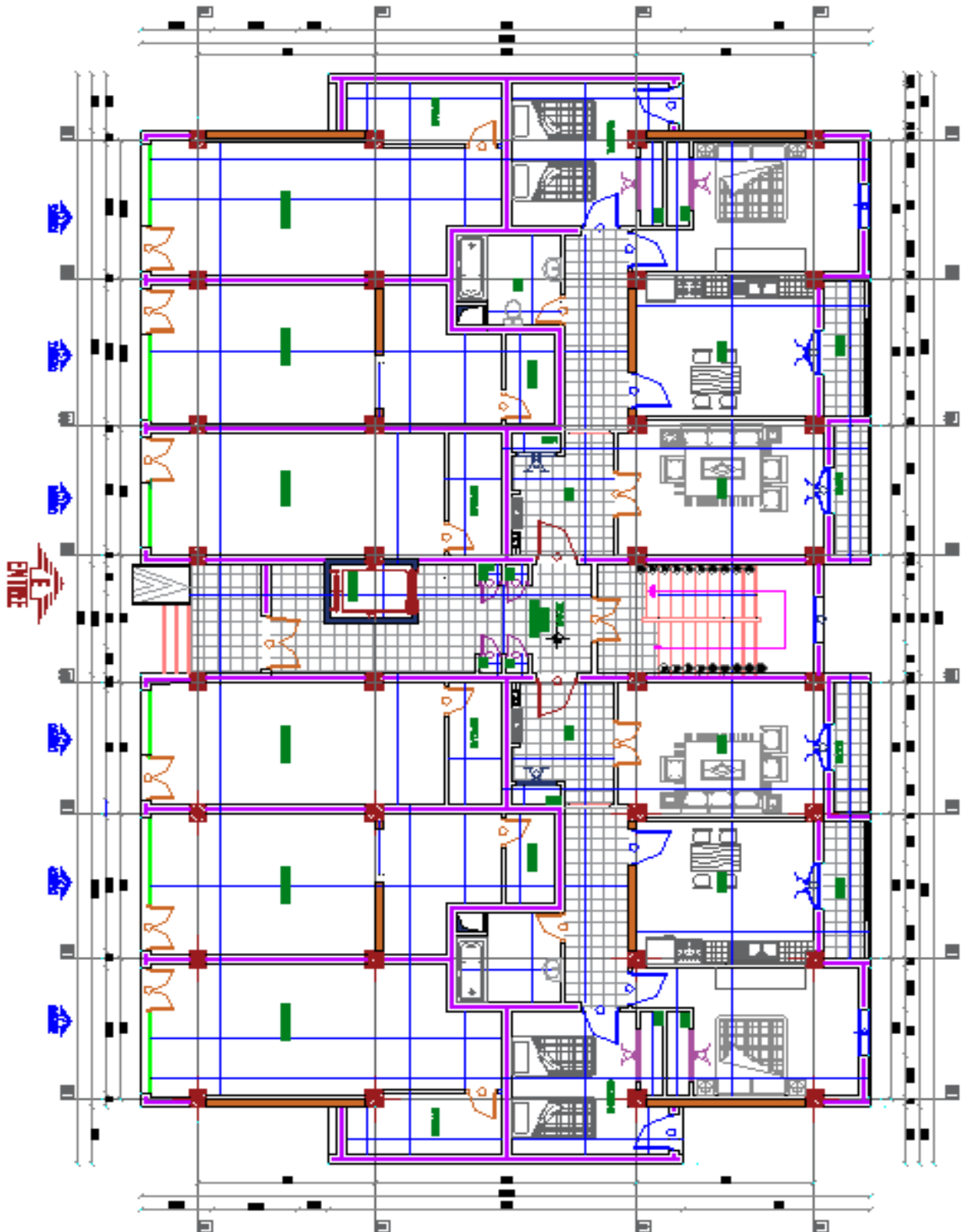


Figure I-1 : Vue en plan niveau RDC de la structure.

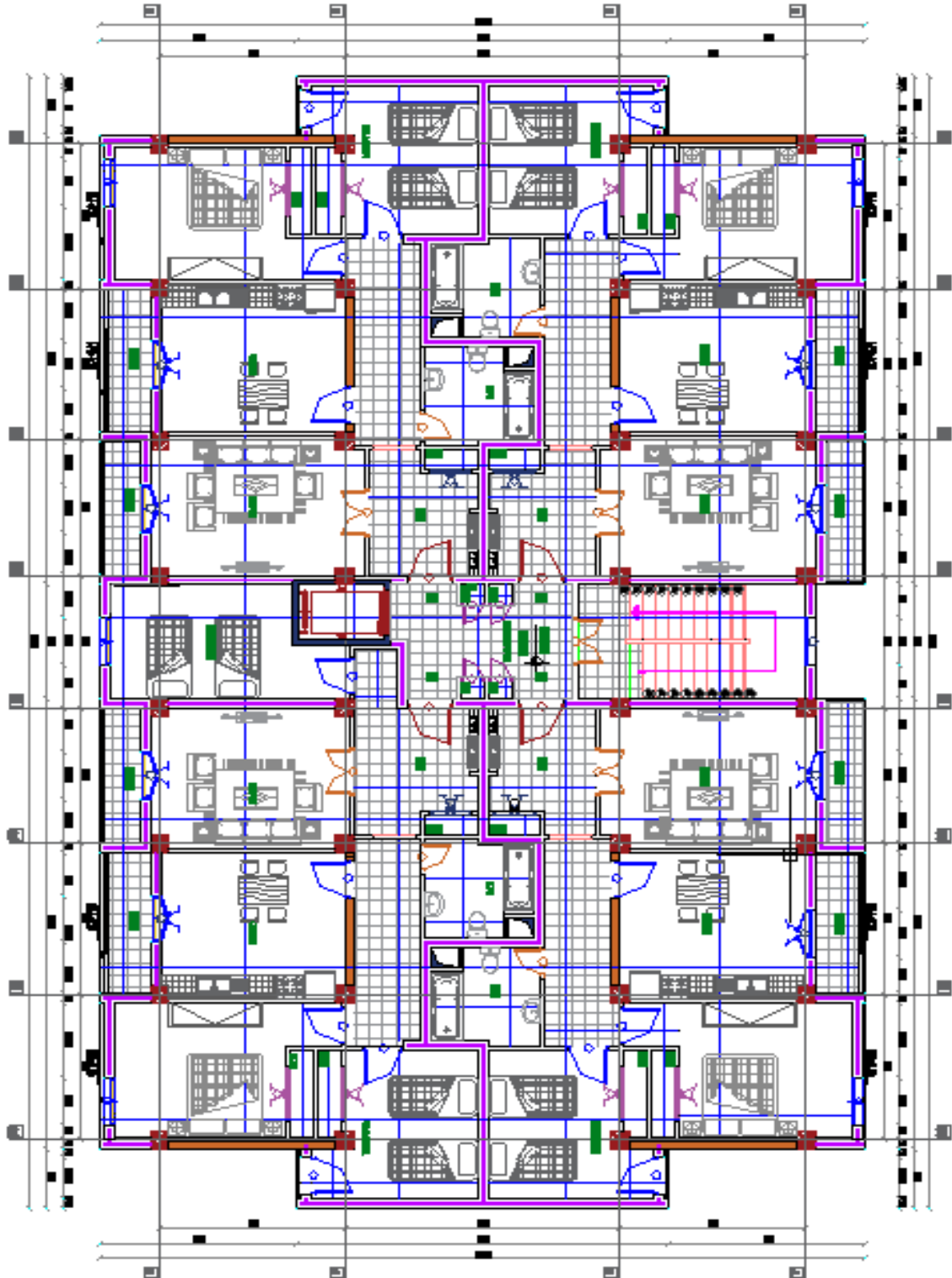


Figure I-2 : Vue en plan niveau étage courant de la structure.

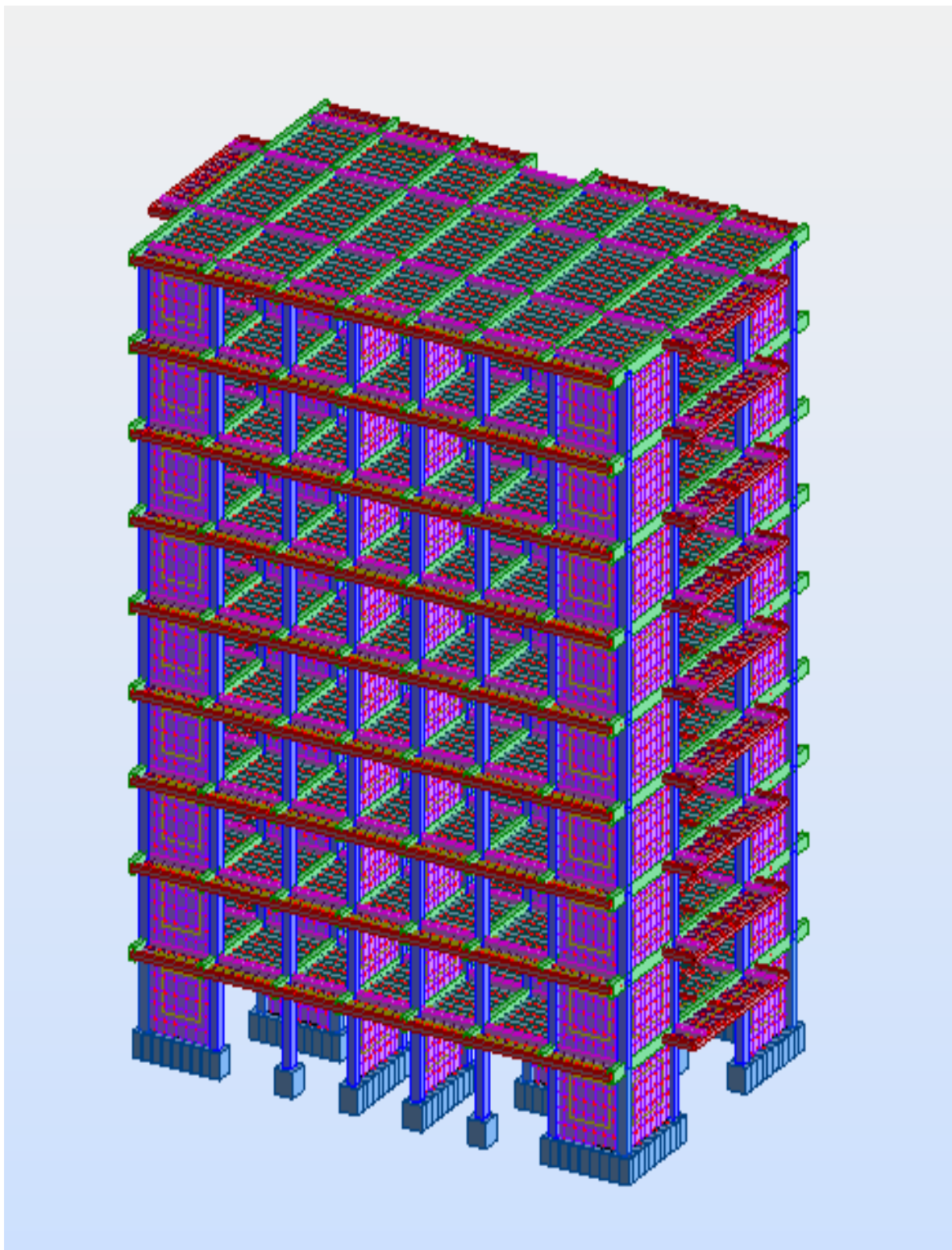


Figure I-3 : Vue de la structure en 3D.

I.3.1.1 Description de l'ossature :

- **Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Plancher :**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

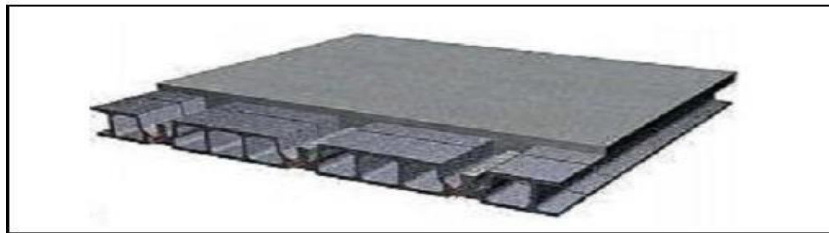


Figure I-4 : Plancher à corps creux.

- **Conception structurale :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

- **Escaliers :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers sont coulés sur place.

- **Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 1,8$ bars.

I.3.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.3.1 Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.3.2 Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.3.3.2.1 Les compositions du béton :

- **Ciment :**

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

- **Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Pierraille :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- **Dosage de béton :**

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.3.2.2 Résistance mécanique du béton :**I.3.3.2.2.1 Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

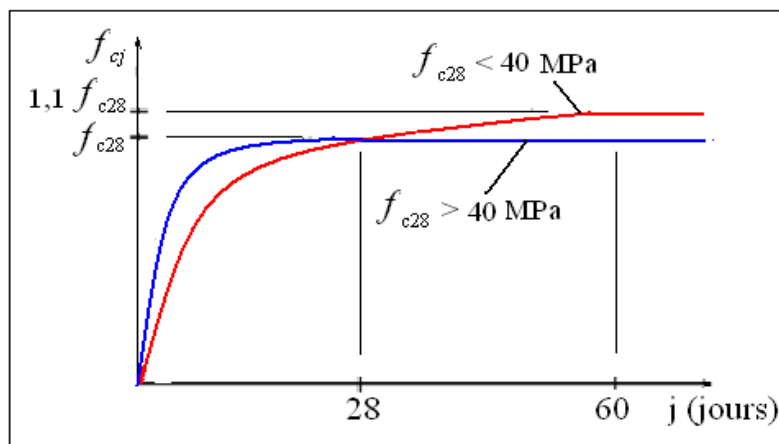


Figure I-5 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.3.3.2.2.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

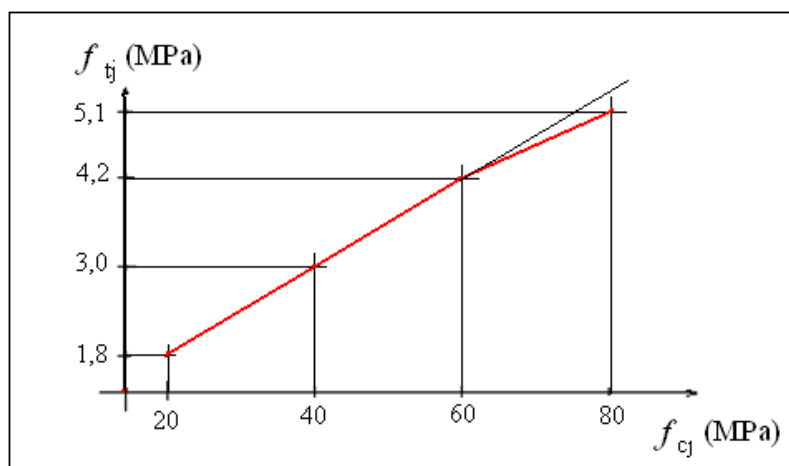


Figure I-6 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I.3.3.2.3 Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané : $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

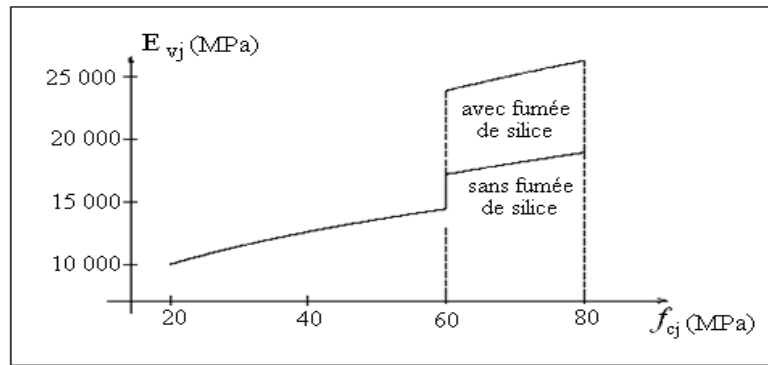


Figure I-7 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj} .

I.3.3.2.2.4 Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.3.3.2.2.5 Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

Le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

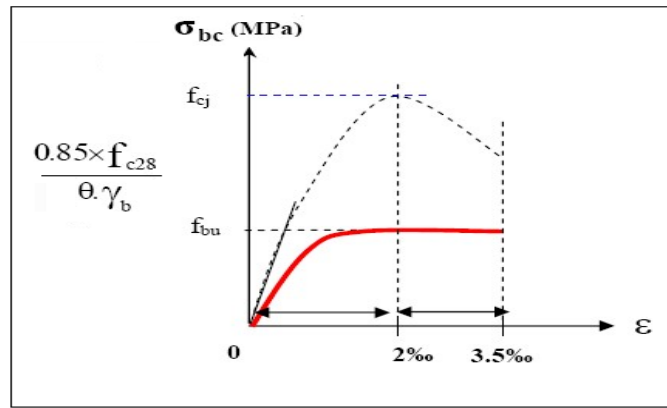


Figure I-8 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Etat Limite de Service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

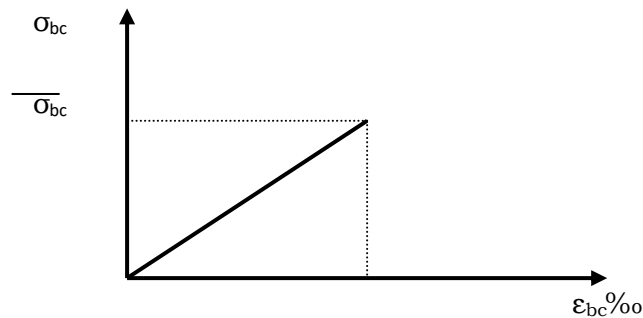


Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3.3 L'Acier :**I.3.3.3.1 Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.3.3.2 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.3.3.3.3 Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

I.3.3.3.4 Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

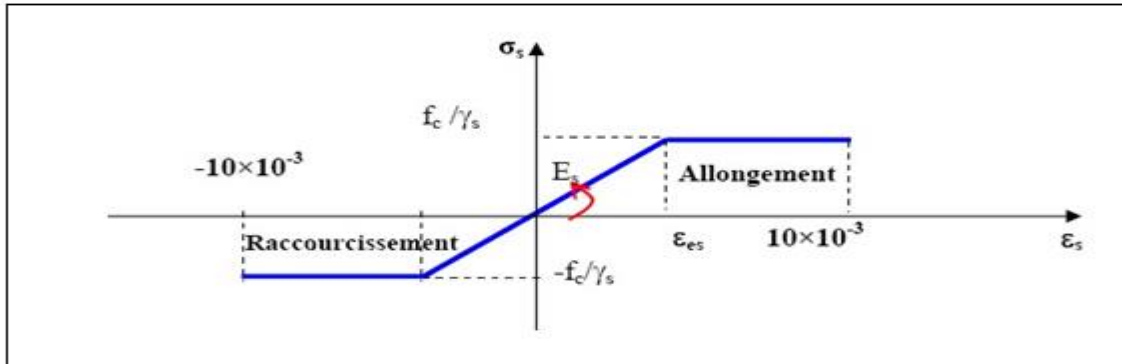


Figure I-10 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

I.3.3.3.5 Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max \left(0.4 f_c ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

I.3.3.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

I.3.3.4.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

$$1,35 G + 1,5 Q$$

I.3.3.4.2 Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

G : charge permanente.

$$G + Q \pm 1,2 \times E$$

avec

Q : charge d'exploitation.

$$0,8G \pm E$$

E : effort de séisme.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

➤ Condition de flèche (résistance à la flexion) Selon le CBA93 :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle et donc l'utilisation de la condition de flèche suivante :

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

$L_{\max} = 3.85 - 0.45 = 3.40$ m (longueurs max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

Donc : $h_t = 15.11$ cm

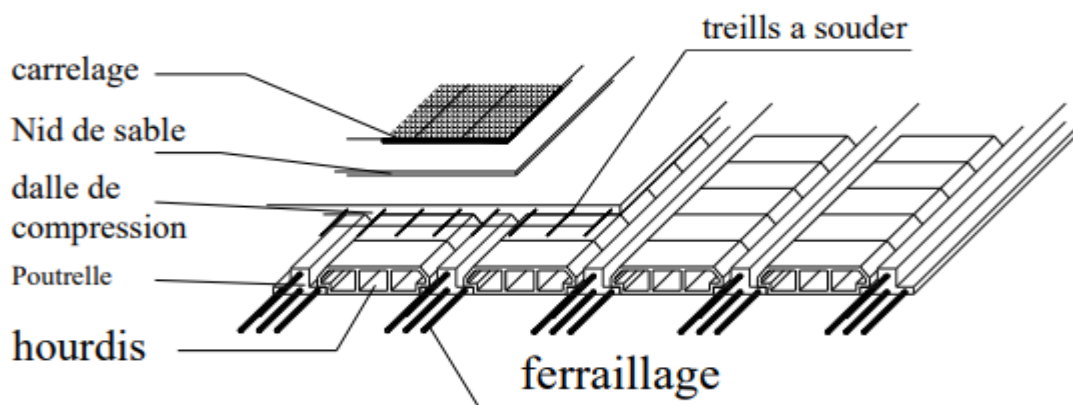


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

➤ Condition phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16$ cm).

On adopte : $h_t = 20$ cm.

Soit $h_t = 20$ cm (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

➤ Dimensions des poutrelles :

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{max}}{10} ; 6h_0 \right) \quad L_n : \text{distance entre axes des nervures et } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm} \quad \text{donc} \quad L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{65}{2} ; \frac{340}{2} ; 24 \right) \quad \text{donc} \quad b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \text{donc} \quad b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 48 = 17 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad b_0 = 17 \text{ cm}$$

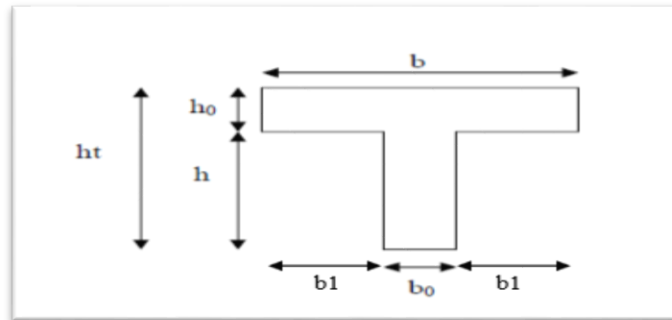


Figure II-2 : Section de la poutrelle.

II.2.2 Plancher en dalle pleine (Balcon) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres.

L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 130 \text{ m}$$

$$8.66 \leq e \leq 13.5$$

e_p doit être moins égale à 12 cm isolation acoustique (d'après RPA99/VERSION 2003).

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$.

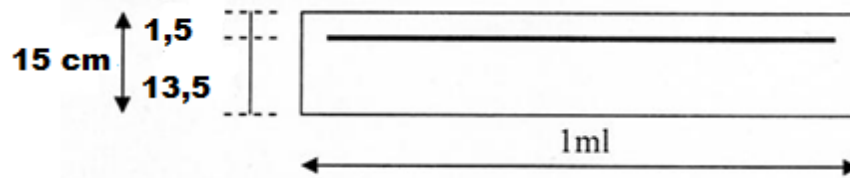


Figure II-3 : Section de la dalle pleine.

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le «**BAEL 91 modifié 99**» et vérification selon «**RPA 99 version 2003**».
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

Selon le **BAEL91/99** : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$; $\Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

Avec :

L_{\max} : portée entre nus des appuis.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.3.1 Poutres principales :

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

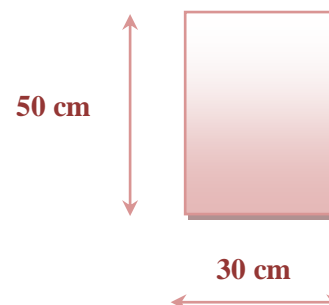
$$\frac{601}{15} \leq h \leq \frac{601}{10} \Rightarrow 40.06 \leq h \leq 60$$

On prend: **$h = 50 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.8 \times 50 \Rightarrow 15 \leq b \leq 40$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**



➤ **Vérifications selon le « RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) » :**

- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow Vérifiée.
- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow Vérifiée.
- ✓ $h/b \leq 4 \Rightarrow 50/30 = 1.66 < 4$ \Rightarrow Vérifiée.

Les poutres principales sont d'une section **(30X50) cm²**.

II.3.2 Poutres secondaires (chainages) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{340}{15} < h < \frac{340}{10}$$

$$22.66 \leq h \leq 34$$

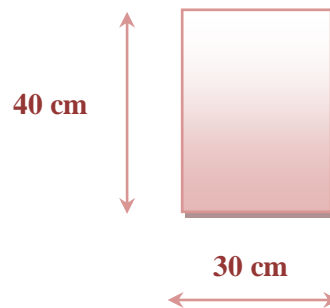
On prend : **h = 40 cm**

La largeur de la poutre sera :

$$0,3.h \leq b \leq 0,8.h$$

$$12 \leq b \leq 32$$

On adopte : **b = 30 cm**



➤ **Vérifications selon le « RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) » :**

- ✓ $h \geq 25 \text{ cm}$ $40 > 25 \text{ cm}$ \Rightarrow Vérifiée.
- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow Vérifiée.
- ✓ $h/b \leq 4$ $40/30 = 1.33 < 4$ \Rightarrow Vérifiée.

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **(30x40) cm²**

II.3.3 Poutre palière :

L = 290 cm

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \leq \quad \Rightarrow \quad 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm.}$$

On prend **h = 40 cm**

La largeur de poutre : $0,3.h \leq b \leq 0,8.h$

Donc $12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$. On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$**

Alors la section de la poutre palière sera **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

➤ **Vérfications selon le « RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) » :**

- $h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow$ Vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow$ Vérifiée
- $h/b \leq 4 \quad 40/30 = 1.33 < 4 \quad \dots \dots \dots \Rightarrow$ Vérifiée

II.4 Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7 de l'RPA 99 version 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après **l'RPA99 version 2003** les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, **$L \geq 4a$** .

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec

L: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

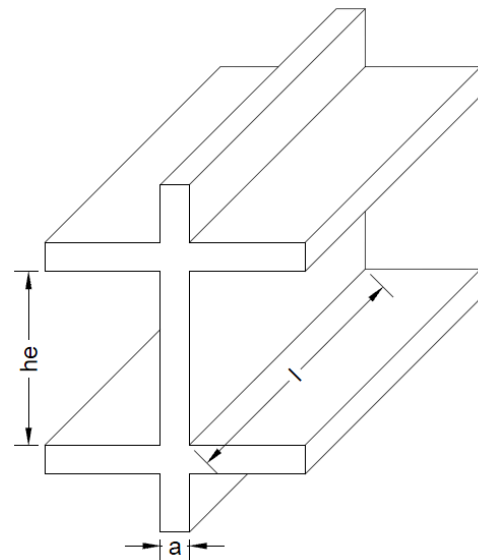


Figure II-4. Schéma du voile

D'après le « **RPA 99 version 2003** », l'épaisseur des minimale voiles est de **15 cm** et doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « **h_e** » et les conditions de rigidité aux extrémités.

➤ **Niveau étage courant et RDC :**

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.23 \text{ m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.92 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14.68 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 16.15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15; 12.92; 14.68; 16.15)$$

$$e \geq 16.15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte : } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

➤ Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

II.5 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs Sur une dalle inclinée en béton armée. La jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

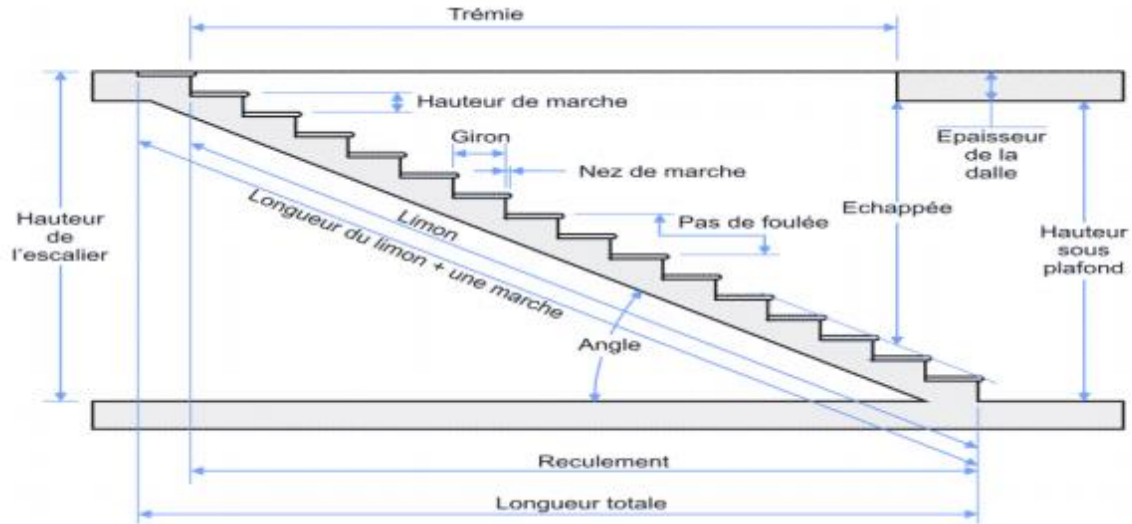


Figure II-5 : Schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques :

Hauteur: $H = 3.23 \text{ m}$

Giron $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66$ Donc : $14,5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

h: varie de 15 cm à 18 cm

g: varie de 22 à 23 cm

Pour : $h = 17 \text{ cm}$

$$N_C = H/h = 323/17 = 19$$

N_C : nombre des contremarches.

On aura 19 contremarches et entre chaque étage 9 et 10 contremarches pour RDC et E.C.

$N = N_C - 1 = 8$ marches pour le volée 1.

$N = N_C - 1 = 9$ marches pour le volée 2.

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

- **Volée 1 :**

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = N_C \times h \quad h' = 9 \times 17 \quad \rightarrow \quad h' = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \quad L' = (9 - 1) \times 30 \quad \rightarrow \quad L' = 2.40 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1.53/2.4 = 0.64 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.62^\circ$$

- **La longueur de volée est :**

$$L = h'/\sin \alpha \quad \rightarrow \quad L = 2.84 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paillasse est :**

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

$$284/30 \leq e \leq 284/20 \rightarrow 9.46 \leq e \leq 14.2$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : **e = 15 cm.**

- **Volée 2 :**

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = N_C \times h \quad h' = 10 \times 17 \quad \rightarrow \quad h' = 1.7 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \quad L' = (9 - 1) \times 30 \quad \rightarrow \quad L' = 2.40 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1.7/2.4 = 0.708 \quad \rightarrow \quad \alpha = 35.29^\circ$$

- **La longueur de volée est :**

$$L = h' / \sin \alpha \quad L = 1.7 / \sin 35.29 \quad \rightarrow \quad L = 2.94 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse est :

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

$$294/30 \leq e \leq 294/20 \rightarrow 9.8 \leq e \leq 14.7$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 15 \text{ cm}$.

II.6 Descente des charges :

II.6.1 Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

Les différents charges et surcharges existantes sont:

Les charges permanentes qui présentent le poids mort(G).

Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

II.6.2 Les planchers :

➤ Plancher terrasse :

La terrasse est à un zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multi couche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6-Enduit en plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-Couche de par vapeur	0.8	1200	10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

La charge permanente $G = 629 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

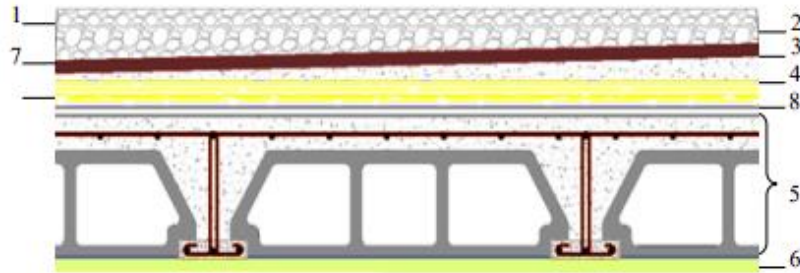


Figure II-6: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multi couche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit en plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

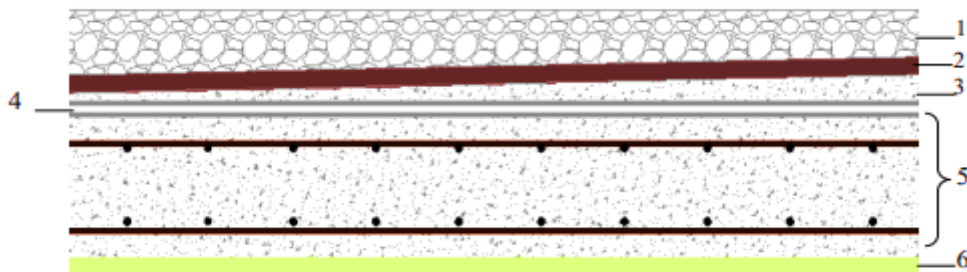


Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

➤ **Plancher étage courant :**

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-3: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente **G** = 553 Kg/m²

La charge d'exploitation (chambres) **Q** = 150 Kg/m²

La charge d'exploitation (hall de circulation) **Q** = 250 Kg/m²

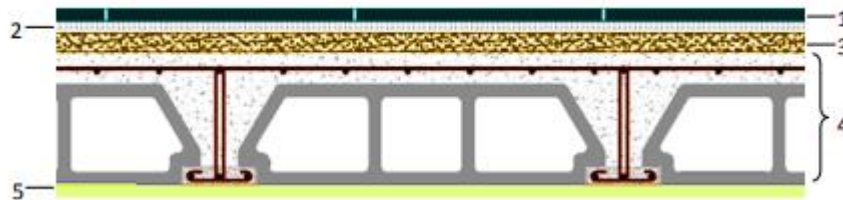


Figure II-8: Coupe plancher étage courant.

II.6.3 Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Mortier de ciment	4	2000	80
		Total	G = 305

La charge permanente (niveau RDC et E.C) : **G** = 305 × (3.23-0,30) = 893.65 Kg/m.

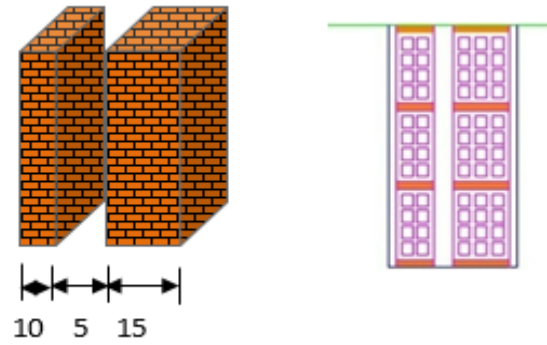


Figure II-9 : Mur extérieur.

II.6.4 Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II-5: Charge permanente du mur double cloison.

Matériaux	Épaisseur(cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1-Enduit en ciment extérieurs	2	2000	40
2-Brique creuse	10	900	90
3-Enduit en ciment intérieur	2	1400	28
Total			158

La charge permanente (niveau RDC et E.C) $G = 158 \times (3.23 - 0.30) = 462.94 \text{ Kg/m}$

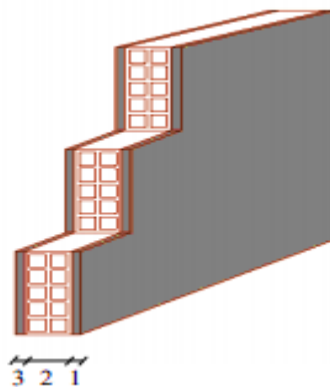


Figure II-10 : Mur simple cloison.

II.6.5 L'acrotère :

$$S = (10 \times 60) + \left(\frac{3 \times 10}{2}\right) + (10 \times 7) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0685 \times 2500) = 171.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : ep 2 cm} \rightarrow G = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 221.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

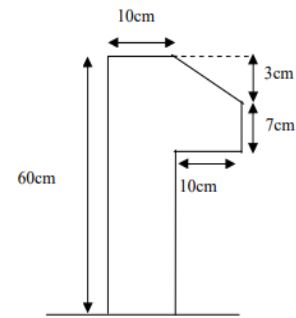


Figure II-11: Acrotère.

II.6.6 Les balcons :

Nos balcons sont en dalle pleine.

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

$$\text{La charge permanente : } G = 573 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation : } Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

II.6.7 L'escalier (Palier) :

Tableau II-7: Evaluation des charges permanentes de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

La charge permanente : $G = 573 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

➤ Paillasse :

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et E.C.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m2)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 35,29 = 459,42$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente : $G = 826,42 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II.7 Pré dimensionnement des poteaux :

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : $(N_u = 1,1N_u)$.

➤ Etapes de Pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II.7.1 Choix du poteau le plus sollicité (Poteau centrale) :

➤ **Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003 : MIN (a,b) ≥ 30 cm en zone IIb.**

Tableau II-9: Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
a (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45
b (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **B-7** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.7+1.625) \times (3+1.95) = 16.459 \text{ m}^2$$

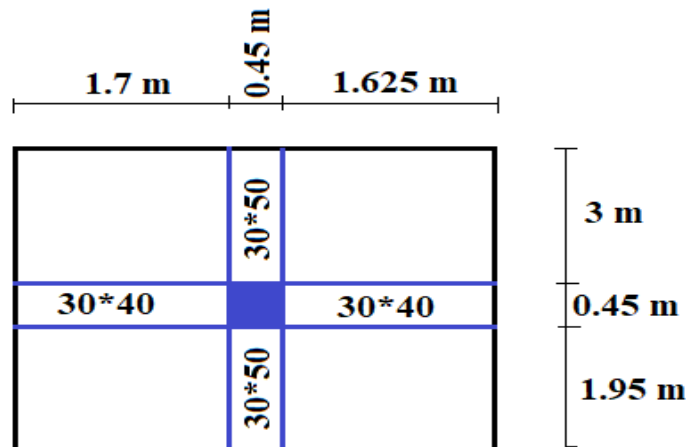


Figure II-12 : Représentation du poteau centrale le plus sollicité de

8^{ème} & 7^{ème} & 6^{ème} & 5^{ème} & 4^{ème} & 3^{ème} & 2^{ème} & 1^{ère} étage et RDC

➤ **Calcul de la longueur de flambement L_f :**

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation;
- Soit assemblé à des poutres de plancher;

L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend :

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à fondation).}$$

$$\text{RDC et EC : } \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'effort \overline{N}_u :**

L'effort normal admissible est $\overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ Avec :

\overline{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.2% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau.

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élançement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau II-10 : Calcul de \overline{N}_u des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (mm ²)	L _f (mm)	λ	α	A _s (mm ²)	\overline{N}_u (kN)
8 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
7 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
6 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
5 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
4 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
3 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
2 ^{ème} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
1 ^{ère} étage	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039
RDC	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039

➤ **Descente des charges :**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

- Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : Nombre d'étage, on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

8 ^{ème} étage	$Q_{cum}=Q_0$
7 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+Q_1$
6 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$
5 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
4 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
3 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
2 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
1 ^{ère} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
RDC	$Q_{cum}=Q_0+0,69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Tableau II-11 : Détermination des charges d'exploitations.

Niveau	q		S	Q = q×S	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum}
8 ^{ème} Etage	1		16.459	16.459	1	16.459
7 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	1	49.077
6 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.95	80.159
5 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.90	109.605
4 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.85	137.415
3 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.80	163.589
2 ^{ème} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.75	188.127
1 ^{ère} Etage	2.5	1.5	16.459	32.718	0.71	211.356
RDC	2.5	1.5	16.459	32.718	0.69	233.931

- Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :

8^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 6.29 \times 16.459 = 103.58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (3 + 1.95)] \times 25 = 18.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.30) \times (1.7 + 1.625)] \times 25 = 9.975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 147.673 \text{ KN}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage & 4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage & RDC :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.33 \times 16.459 = 87.726 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (3 + 1.95)] \times 25 = 18.45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.30) \times (1.7 + 1.625)] \times 25 = 9.975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 131.968 \text{ KN}$$

➤ **Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :**

- Evaluation des charges verticales

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Variation dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- De **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- De **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

➤ Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II-12 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux .

	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	1,1 N _u (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
8 ^{ème} étage	147.673	147.673	16.359	223.897	246.286	2884.039	Oui
7 ^{ème} étage	131.968	279.641	49.077	451.130	496.243	2884.039	Oui
6 ^{ème} étage	131.968	411.609	80.159	675.910	743.501	2884.039	Oui
5 ^{ème} étage	131.968	543.577	109.605	898.236	988.060	2884.039	Oui
4 ^{ème} étage	131.968	675.545	137.415	1118.108	1229.919	2884.039	Oui
3 ^{ème} étage	131.968	807.513	163.589	1335.526	1469.078	2884.039	Oui
2 ^{ème} étage	131.968	939.481	188.127	1550.489	1705.538	2884.039	Oui
1 ^{ère} étage	131.968	1071.449	211.356	1763.490	1939.839	2884.039	Oui
RDC	131.968	1203.417	233.931	1975.509	2173.060	2884.039	Oui

➤ Vérification selon le RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

- Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1)) :

Tableau II-13 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b, h)=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) =45\text{cm} \geq (h_e/20)=(3.23- 0,45)/20=13.9\text{cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	Oui

- Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 : (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II-14 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
8 ^{ème} étage	163.77	2,5	2025	0.0323	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	289.23	2,5	2025	0.0571	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	387.90	2,5	2025	0.0766	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	465.70	2,5	2025	0.0919	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	577.03	2,5	2025	0.113	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	763.51	2,5	2025	0.150	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	991.07	2,5	2025	0.195	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	1265.75	2,5	2025	0.250	Condition vérifiée
RDC	1652.72	2,5	2025	0,326	Condition non vérifiée

Remarque :

Après cette étude on constate que notre poteau central au RDC ne résiste pas aux efforts N_d ce qui nous a obligé de trouver la solution qui suit :

- Augmentation des sections des poteaux

Niveau d'étage	Section pré dimensionné	Section finale
RDC	45x45	45x50

- Vérification de N_d avec la nouvelle section :

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
RDC	1652.72	2,5	2250	0,293	Condition vérifiée

II.7.2 Pré dimensionnement de poteaux d'angle du bâtiment :

➤ Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : **MIN (a,b) ≥ 30 cm en zone IIb.**

Tableau II-15: Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
a (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45
b (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « D-1 »

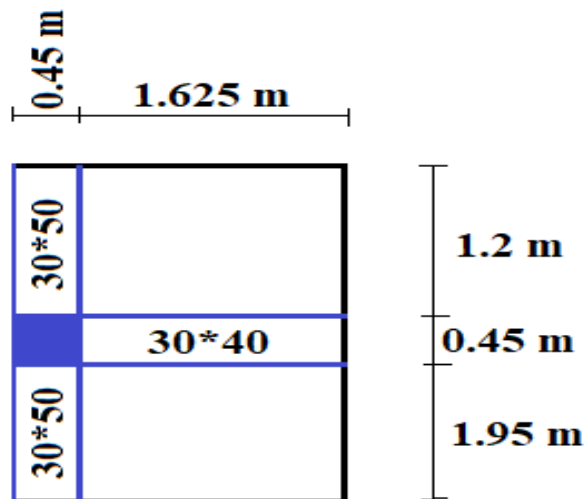


Figure II-13 : Représentation du poteau d'angle le plus sollicité de

8^{ème} & 7^{ème} & 6^{ème} & 5^{ème} & 4^{ème} & 3^{ème} & 2^{ème} & 1^{ère} étage et RDC

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.95+1.2) \times 1.625 = 5.135 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de la longueur de flambement L_f

E.C et RDC $\Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.260 \text{ m}$

➤ Calcul de l'effort \bar{N}_u :

Tableau II-16 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (mm ²)	L_f (mm)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
E.C et RDC	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039

➤ Descente des charges :

- Charges d'exploitation :

Tableau II-17 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

Niveau	q	S	Q = q×S	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum}
8 ^{ème} Etage	1	5.135	5.135	1	5.135
7 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	1	12.837
6 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	0.95	20.154
5 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	0.90	27.086
4 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	0.85	33.633
3 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	0.80	39.795
2 ^{ème} Etage	1.5	5.135	7.702	0.75	45.571
1 ^{ère} Etage	1.5	5.135	7.702	0.71	51.039
RDC	1.5	5.135	7.702	0.69	56.353

- Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :

8^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.29 \times 5.135 = 32.299 \text{ KN}$$

$$G_{\text{gacrotère}} = 2.21 \times 5.685 = 12.563 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur ext}} = 3.275 \times 8.93 = 29.245 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (1.2 + 1.96)] \times 25 = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.40 \times 0.30) \times (1.625)] \times 25 = 4.875 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

$$G_{\text{ poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 107.182 \text{ KN}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage & 4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage & RDC :

$$G_{\text{ plancher}} = G \times S_p = 5.33 \times 5.135 = 27.369 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ mur ext}} = 3.275 \times 8.93 = 29.245 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (1.2 + 1.96)] \times 25 = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) \times (1.625)] \times 25 = 4.875 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 89.689 \text{ KN}$$

➤ **Vérfications du $1,1N_u \leq \overline{N}_u$:**

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II-18: Vérifications du $1,1N_u \leq \overline{N}_u$ des poteaux .

	G (kN)	Gcum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	\overline{N}_u (kN)	$1,1 Nu \leq \overline{N}_u$
8 ^{ème} étage	107.182	107.182	5.135	152.398	167.638	2884.039	Oui
7 ^{ème} étage	89.689	196.871	12.837	285.031	313.534	2884.039	Oui
6 ^{ème} étage	89.689	286.56	20.154	417.087	458.795	2884.039	Oui
5 ^{ème} étage	89.689	376.249	27.086	548.565	603.421	2884.039	Oui
4 ^{ème} étage	89.689	465.938	33.633	679.465	747.412	2884.039	Oui
3 ^{ème} étage	89.689	555.627	39.795	809.788	890.767	2884.039	Oui
2 ^{ème} étage	89.689	645.316	45.571	939.533	1033.486	2884.039	Oui
1 ^{ère} étage	89.689	735.005	51.039	1068.815	1175.696	2884.039	Oui
RDC	89.689	824.694	56.353	1197.866	1317.653	2884.039	Oui

➤ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées:

- Coffrage: (RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1)) :

Tableau II-19 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30cm	Min (b, h)=45cm ≥ 30cm	Oui
Min (b, h) ≥ he/20	Min(b, h) =45cm ≥ (he/20)=(3.23- 0,45)/20=13.9cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

- Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 : (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II-20 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
8^{ème} étage	94.47	2,5	2025	0.018	Condition vérifiée
7^{ème} étage	174.34	2,5	2025	0.034	Condition vérifiée
6^{ème} étage	291.95	2,5	2025	0.057	Condition vérifiée
5^{ème} étage	431.54	2,5	2025	0.085	Condition vérifiée
4^{ème} étage	595.76	2,5	2025	0.117	Condition vérifiée
3^{ème} étage	785.51	2,5	2025	0.155	Condition vérifiée
2^{ème} étage	1000.99	2,5	2025	0.197	Condition vérifiée
1^{ème} étage	1240.98	2,5	2025	0.245	Condition vérifiée
RDC	1583.48	2,5	2025	0.312	Condition non vérifiée

Remarque :

Après cette étude en constate que notre poteau d'angle au RDC ne résiste pas aux efforts N_d ce qui nous a obligé de trouvé la solution qui suit :

- Augmentation de la section des poteaux

Niveau d'étage	Section pré dimensionné	Section finale
RDC	45x45	45x50

• Vérification de N_d avec les nouvelles sections :

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
RDC	1583.48	2,5	2250	0,281	Condition vérifiée

II.7.3 Pré dimensionnement de poteau de rive :

➤ **Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003 : MIN (a,b) ≥ 30 cm en zone IIb.**

Tableau II-21: Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème}
a (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45
b (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **D-3** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.95 + 1.2) \times (1.7 + 1.5) = 10.08 \text{ m}^2$$

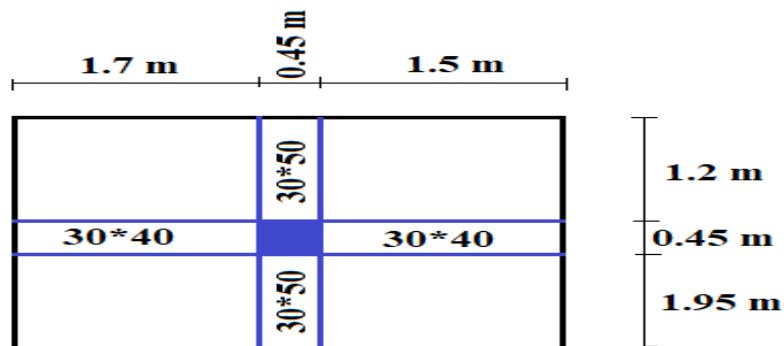


Figure II-14 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité de

8^{ème} & 7^{ème} & 6^{ème} & 5^{ème} & 4^{ème} & 3^{ème} & 2^{ème} & 1^{ère} étage et RDC

➤ **Calcul de la longueur de flambement L_f**

E.C et RDC : $\Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.23 = 2.260 \text{ m}$

➤ **Calcul de l'effort \bar{N}_u :**

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tableau II-22 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (mm ²)	L _f (mm)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
E.C et RDC	45×45	184900	2260	17.397	0.809	405	2884.039

➤ **Descente des charges :**

➤ **Charges d'exploitation :**

Tableau II-23: Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

Niveau	q		S		Q = q×S	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum}
8 ^{ème} Etage	1		10.08		10.08	1	10.08
7 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	1	32.960
6 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.95	54.665
5 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.90	75.228
4 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.85	94.649
3 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.80	112.927
2 ^{ème} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.75	130.063
1 ^{ère} Etage	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.71	146.285
RDC	1.5	3.5	6.240	3.840	22.848	0.69	162.050

- **Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :**

8^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 6.29 \times 6.24 = 39.450 \text{ KN}$$

$$G_{\text{DP terrasse}} = G \times S_P = 7.21 \times 3.840 = 27.686 \text{ KN}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2.21 \times 3.65 = 8.066 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur ext}} = 3.2 \times 8.93 = 28.576 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (1.2 + 1.95)] \times 25 = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.40) \times (1.7 + 1.5)] \times 25 = 9.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 141.578 \text{ KN}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage & 4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage & RDC :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 5.33 \times 6.24 = 33.429 \text{ KN}$$

$$G_{\text{DP terrasse}} = G \times S_P = 5.73 \times 3.840 = 22.003 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur ext}} = 3.2 \times 8.93 = 28.576 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.50) \times (1.2 + 1.95)] \times 25 = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.40) \times (1.7 + 1.5)] \times 25 = 9.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.23 \times 25 = 16.35 \text{ KN}$$

$$G = 121.808 \text{ KN}$$

➤ Vérifications du $1.1N_u \leq \overline{N_u}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II-24 : Vérifications du $1,1N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

	G (kN)	Gcum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
8 ^{ème} étage	141.578	141.578	10.112	206.298	226.928	2884.039	Oui
7 ^{ème} étage	121.808	263.386	32.960	405.011	445.512	2884.039	Oui
6 ^{ème} étage	121.808	385.194	54.665	602.009	662.210	2884.039	Oui
5 ^{ème} étage	121.808	507.002	75.228	797.294	877.024	2884.039	Oui
4 ^{ème} étage	121.808	628.810	94.649	990.867	1089.953	2884.039	Oui
3 ^{ème} étage	121.808	750.618	112.927	1182.724	1300.997	2884.039	Oui
2 ^{ème} étage	121.808	872.426	130.063	1372.869	1510.156	2884.039	Oui
1 ^{ère} étage	121.808	994.234	146.285	1561.643	1717.807	2884.039	Oui
RDC	121.808	1116.042	162.050	1749.731	1924.704	2884.039	Oui

➤ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées:

- **Coffrage: (RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1)) :**

Tableau II-25: 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30cm	Min (b, h)=45cm ≥ 30cm	Oui
Min (b, h) ≥ he/20	Min(b, h) =45cm ≥ (he/20)=(3.23- 0,45)/20=13.9cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

- **Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 (Art 7.4.3.1) :**

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II-26 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
8^{ème} étage	152.11	2,5	2025	0.030	Condition vérifiée
7^{ème} étage	315.91	2,5	2025	0.062	Condition vérifiée
6^{ème} étage	482.67	2,5	2025	0.095	Condition vérifiée
5^{ème} étage	650.79	2,5	2025	0.128	Condition vérifiée
4^{ème} étage	819.98	2,5	2025	0.161	Condition vérifiée
3^{ème} étage	989.77	2,5	2025	0.195	Condition vérifiée
2^{ème} étage	1159.50	2,5	2025	0.229	Condition vérifiée
1^{ème} étage	1328.42	2,5	2025	0.262	Condition vérifiée
RDC	1495.95	2,5	2025	0.295	Condition vérifiée

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier 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.2 Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :

III.2.1 Etude de l'acrotère :

III.2.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ❖ Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- ❖ Un moment dû à la surcharge (**Q**)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.2.1.2 Méthode de calcul :

Le calcul se fera en **flexion composée** dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est **préjudiciable**, dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS**.

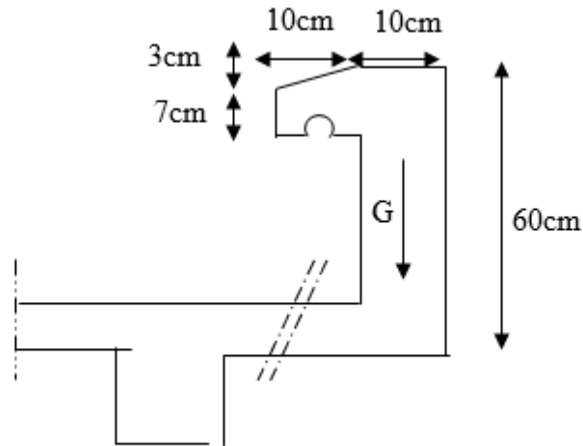


Figure III-1: Schéma de l'acrotère.

III.2.1.3 Détermination des sollicitations :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (10 \times 60) + \left(\frac{3 \times 10}{2}\right) + (10 \times 7) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$P = (0.0685 \times 2500) = 171.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2 cm} \rightarrow G = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 221.25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Moment fléchissant max dû à la surcharge } Q : M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 60 \text{ Kg.m}$$

- Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 221.25 = 298.68 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m}$$

- Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 221.25 \text{ Kg}$$

$$M_s = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg/ml}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$e_o = M_u / N_u = 90 / 298.68 = 0,301 \text{ m}$$

$$e_o = 0,301 \text{ m} > h/6 = 0,1/6 = 0,0166 \text{ m}$$

$e_o > h/6 \rightarrow$ donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

- Etat limite de service (ELS) :

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 60 / 221.25 = 0,271 \text{ m}$$

$$e_o = 0,2534 \text{ m} > h/6 = 0,1/6 = 0,0166 \text{ m}$$

$e_o > h/6 \rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

III.2.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composé et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

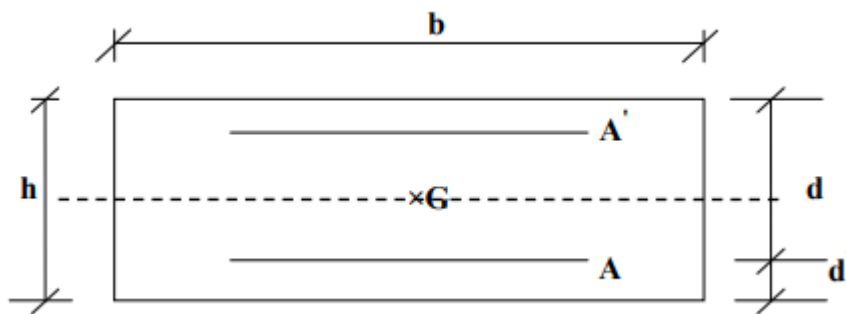


Figure III-2: Section de calcul d'acrotère

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 2 cm

d = h - d' : Hauteur utile = 13 cm

a. Calcul des armatures a ELU :

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 298.68 * \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 98.96 \text{ kg. m}$$

- **Moment réduit μ_{bu} :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}, \quad f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{98.96 \times 10^{-6}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.010889 < U_1 = 0.392 \text{ Pour FeE400}$$

→ La section est simplement armée donc $A_s' = 0$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.01361$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.01361) = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{98.96 \times 10}{7.96 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{F_{ed}} = 0.36 - \frac{298.68 \times 10^{-2}}{348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.36 \text{ cm}^2 = 36 \text{ mm}^2$$

b. Vérification à l'Etat de service (ELS) :

$$M_{serA} = N_{ser} \times (d - h/2) + M_{serG}$$

$$M_{serA} = 221.25 \times (0.08 - 0,1/2) + 60 = 66.637 \text{ Kg.m}$$

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{cases} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30M_{ser}}{b_0(h-c)^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 66.637 \times 10^4}{1000(100-20)^2 \times 201,6} = 0.01549$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,01549 \Rightarrow \alpha = 0,12$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30 \times (1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,12)^2}{30 \times (1 - 0,12)} = 43,6 \text{ mm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23(b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

Section minimale selon le DTU 20.12 (norme NF P 10-203-1):

$$A = 0,5 \times \left(\frac{B}{100}\right) = 0,5 \times \left(\frac{10 \times 60}{100}\right) = 3 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix de la section des armatures :**

$$A = \text{Max} (A_s, A_u, A_{\min}, A) = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de 4HA10/ml = 3.14 cm²

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4HA8/ml.}$$

III.2.1.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$\mathbf{F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p}$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,2

C_p: facteur de force horizontal C_p = 0,8

W_p: poids propre de l'acrotère W_p = 2.21 KN

F_p: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: **F_p < 1,5Q**

$$\mathbf{F_p = 4 \times 0,8 \times 0,2 \times 2,21 = 1,41 \text{ KN}}$$

F_p = 1.41 KN < 1.5Q = 1.5 KN → Condition vérifiée.

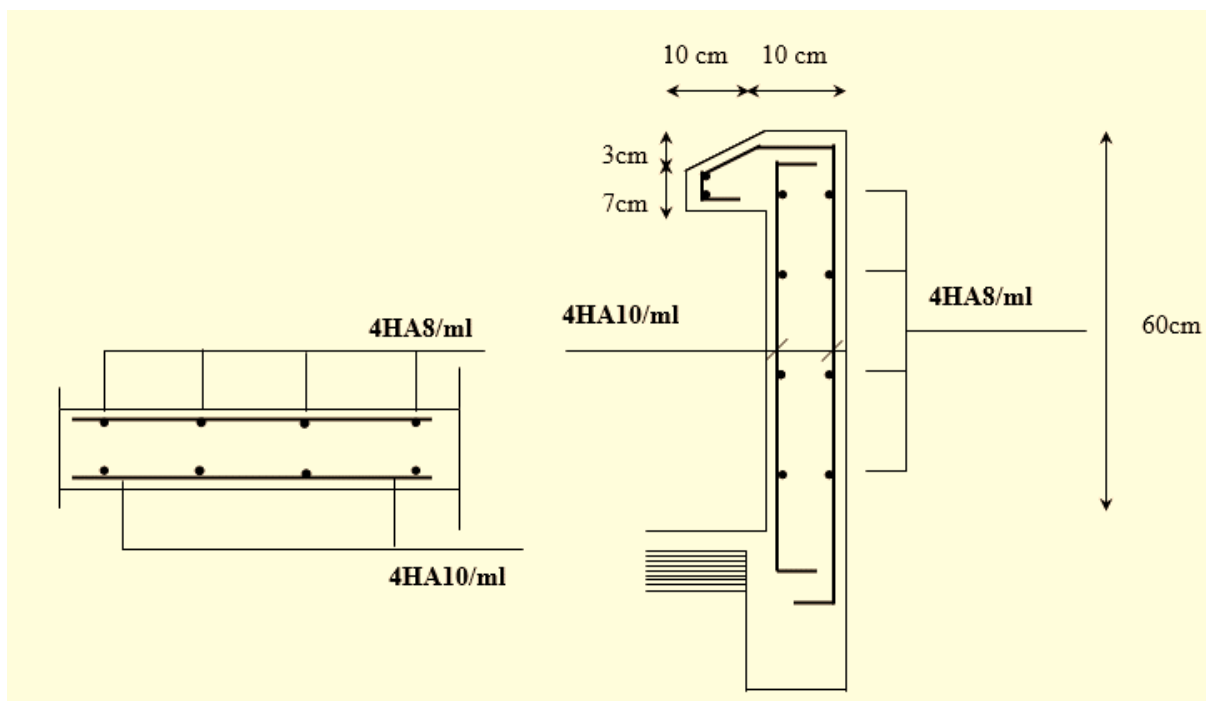


Figure III-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2.1.6 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (τ_u : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec : $V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150\text{kg}$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019\text{MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec:

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa}$, La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

III.2.2 Etude des escaliers :

III.2.2.1 Introduction

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées.

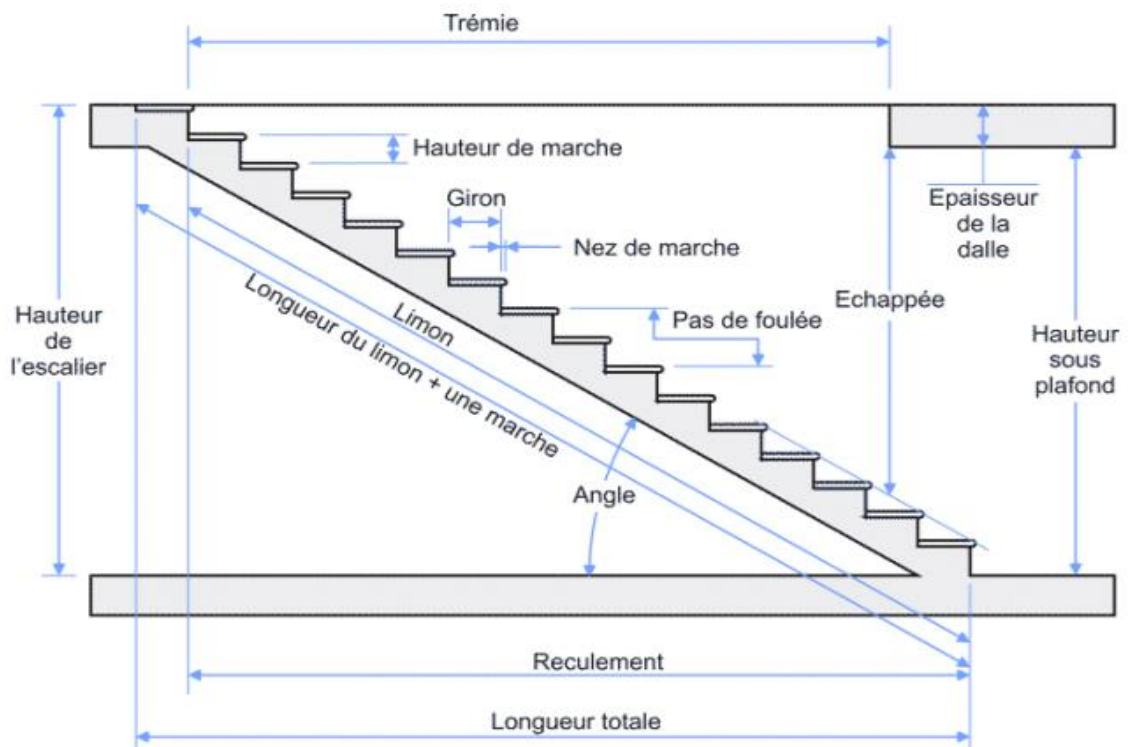


Figure III-4 : Schéma d'escalier.

Pour notre structure on a un seul type d'escalier :

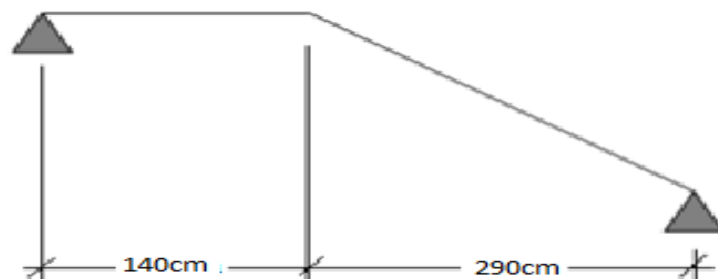


Figure III-5 : Schéma de notre escalier.

III.2.2.2 Charges et surcharges :

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

- **Palier :**

La charge permanente $G = 573 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

- **Paillasse :**

La charge permanente $G = 826.42 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

- **Combinaison :**

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau III-1 : Charges sur les éléments de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU : 1,35G + 1,5Q	ELS : G+Q
Palier	5.73	2,5	11.48	8.23
Paillasse	8.26	2,5	14.9	10.76

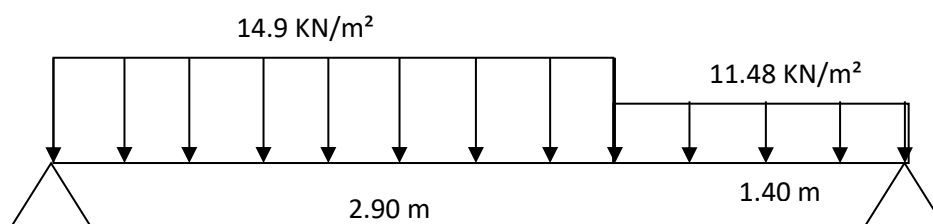


Figure III-6 -Schéma statique de l'escalier

III.2.2.3 Calcul de La charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_{e(u)} = \frac{(14.9 \times 2.90) + (11.48 \times 1.40)}{2.90 + 1.40} = 13.78 \text{ KN/m}$$

$$q_{e(s)} = \frac{(10.76 \times 2.90) + (8.23 \times 1.40)}{2.90 + 1.40} = 9.93 \text{ KN/m}$$

III.2.2.4 Calcul des moments max et efforts tranchants max a l'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

Moment en travée : $M_{\text{travée}} = - 0,85M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = 0,5M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III-2 : Moments max et effort tranchant sur l'escalier

ETAT	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant KN
ELU	31.85	27.07	15.93	29.63
ELS	22.95	19.5	11.48	21.35

III.2.2.5 Calcul du ferrailage

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{ cm}$; $c = c' = 2\text{ cm}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$. ; $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$.

a. Ferrailage longitudinal:

➤ **Ferrailage en travée : $M_{\text{travée}} = 27.07\text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{27070000}{1000(130)^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_1 = 0,392$$

➔ $A'_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,150$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,067) = 0,939$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27070000}{0,969 \times 130 \times 348} = 636.55 \text{ mm}^2 = 6.36 \text{ cm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Choix de la section d'armatures : $A_{\text{travée}} = \text{Max} [6.36 ; 1.56] \text{ cm}^2 = 6.36 \text{ cm}^2$,

On adopte **7HA12** soit **7.92 cm²**

➤ **Ferraillage en appui : $M_{\text{appui}} = 15.93 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{15930000}{1000(130)^2 \times 14,2} = 0,0663 < \mu_1 = 0,392$$

$A'_s = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0859$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0389) = 0,965$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15930000}{0,965 \times 130 \times 348} = 364.65 \text{ mm}^2 = 3.64 \text{ cm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte **7HA12** soit **7.92 cm²**

b. Ferraillage transversal : Effort tranchant maximal : $V_u = 29.63 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.63 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que:

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

c. Armatures de répartition :

On placera des armatures de répartition à raison de **7HA10/ml**, et les marches ne seront pas ferrillées.

III.2.2.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{430} = 0,0348 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{10,78}{100 \times 13} = 0,00829 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0348 \geq \frac{19,5}{10 \times 22,95} = 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4.30 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{be^3}{12} + 15A_s \left(\frac{e}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{e}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10721,40 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III-3 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
19.5	4.52	0,00829	139.14	2.5	1.01	0.452	37907.43	19576.6	26026.02

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,57\text{cm} \\ f_v = 1.29\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,72\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,72\text{cm} < \bar{f} = 0.86\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

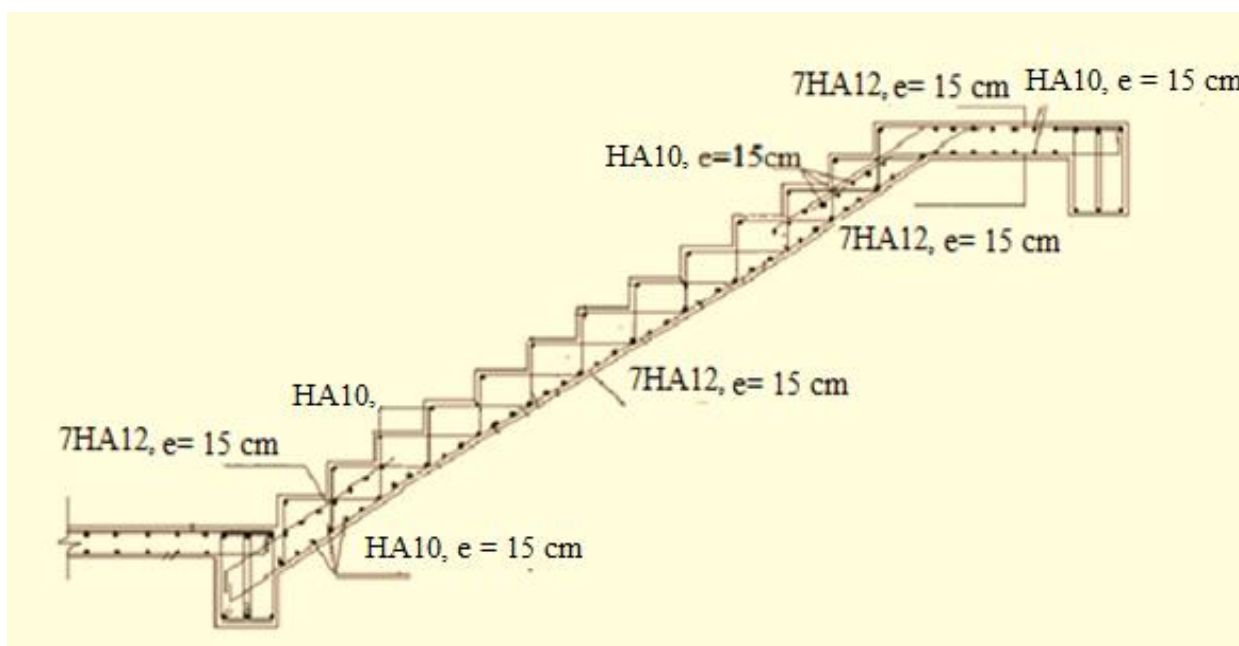


Figure III-7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.2.3 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple

III.2.3.1 Evaluation des charges:

Poids propre : $(0,30 \times 0,40 \times 25) = 3 \text{ KN/ml}$.

Réaction de l'escalier sur la poutre :

À l'ELU : $R_u = 29.63 \text{ KN/ml}$.

À l'ELS : $R_s = 21.35 \text{ KN/ml}$.

III.2.3.2 Calcul des Moments:

➤ À l'ELU:

$q_u = 1,35 \times (3) + R_u = 33.68 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 35.4 \text{ KN.m}$

Travée $M_t = 0,80 M_0 = 28.32 \text{ kN.m}$.

Appui $M_a = 0,30 M_0 = 10.62 \text{ KN.m}$.

➤ À l'ELS:

$q_s = (1.35) \times (3) + R_s = 25.4 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 26.7 \text{ KN.m}$.

Travée $M_t = 0,80 M_0 = 21.36 \text{ KN.m}$.

Appui $M_a = 0,30 M_0 = 8.01 \text{ KN.m}$.

III.2.3.3 Calcul du ferrailage:

➤ À l'ELU:

Tableau III-4: Résultats de ferrailage en travée et appuis

	Mu KN.m	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	A (cm²)	A adoptée (cm²)
Travée	28.32	30	38	0.046	0,0589	0,976	2.19	3HA14=4.62
Appui	10.62	30	38	0,0172	0,0217	0,997	0.81	3HA14=4.62

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.37 \text{cm}^2$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l/2 = 33.68 \times 2.9/2 = 48.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48830}{300 \times 380} = 0.428 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,428 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm;}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de:

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des armatures transversales:**

Selon **CBA/93**:

$$St \leq \min (15\phi_t; 40\text{cm}; a+10\text{cm}) = \min (15 \times 1.4 \text{ cm}; 40\text{cm}; 30+10\text{cm}) = 21 \text{ cm}.$$

$$St \leq \min (0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 38; 40\text{cm}) = 34.2 \text{ cm}.$$

Selon **RPA99/2003**:

Conditions sur l'espacement :

- **En zone nodale:**

$$St \leq \min (12\phi_t ; h/4) = \min (12 \times 1.4; 40/4) = \min (16.8; 10) = 10 \text{ cm}.$$

Soit un espacement choisis de : **St = 10 cm.**

La longueur de la zone nodale : **2×h = 80 cm.**

- **En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}.$$

Soit un espacement choisis de : **St = 15 cm.**

✓ **À l'ELS :**

• **En travée :**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le **FeE400**, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{28.32}{21.36} = 1.32$$

$$\left(\frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,41$$

$$\alpha_{ut} = 0,0589 \leq 0,41 \dots \dots \text{ **Condition vérifiée.**}$$

- En appuis :

$$\gamma = \frac{10.68}{8.01} = 1.32$$

$$\left(\frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,41$$

$$\alpha_{uapp} = 0,0217 \leq 0,415 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

III.2.3.4 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

(B.A.E.L.91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10M_{0s}} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{290} = 0,137 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{4.62}{30 \times 38} = 0,00405 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,137 \geq \frac{21.36}{10 \times 26.7} = 0,08 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

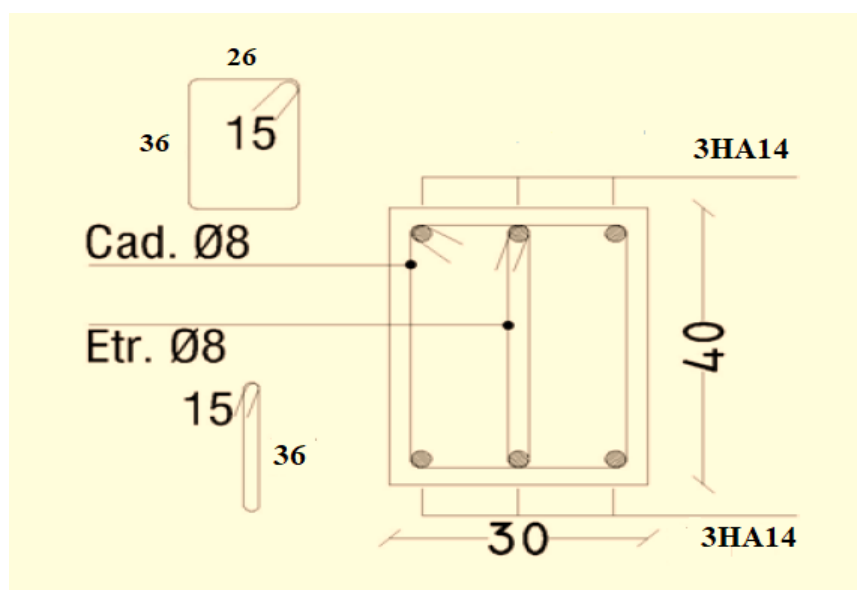


Figure III-8 : Ferrailage de la poutre palière

III.2.4 Etude des balcons :

III.2.4.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

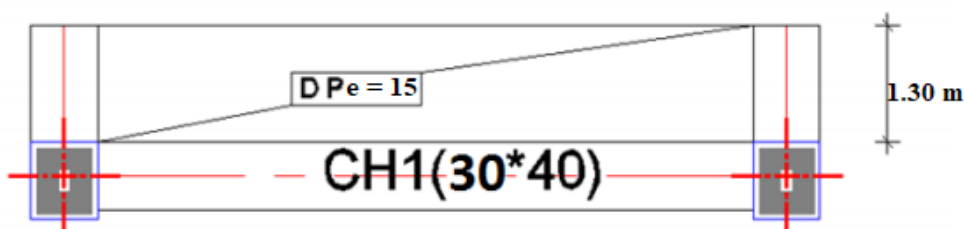


Figure III-9 : Schéma du balcon.

$h = 15$ cm.

$d = 0,9 \times h = 13,5$ cm.

III.2.4.2 Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 5,73$ KN/m²

Charge d'exploitation : $Q = 3,50$ KN/m²

Charge concentrée "F" : (Poids du mur)

- Enduit de ciment0,36 KN/m²
- Maçonnerie ($e_p = 10$ cm)0,90 KN/m²
- Enduit de ciment0,36 KN/m²

F = 1,62 KN

III.2.4.3 Combinaison des charges :

Tableau.III-5 : Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(KN/ml)	12,986	9,23
F(KN)	2,19	1,62

Largeur : 1.30 m ; **Longueur :** 3.65 m ; **Epaisseur :** 15 cm

III.2.4.4 Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III-6 : Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (KN.m)	-13.82	-9.9
T (KN)	19.07	13.62

- **Diagramme des efforts internes :**

E.L.U :



E.L.S :

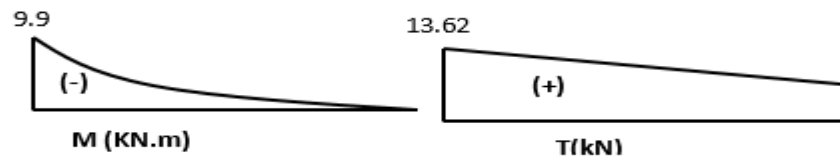


Figure III-10 : Diagramme des efforts internes

III.2.4.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

a. Ferrailage à l'état-limite ultime :

Sachant que le moment ultime est de : $M_u = 13.82 \text{ KN.m}$

L'enrobage des aciers sera de 2cm.

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times (h - c)^2}$$

$$\mu = \frac{13.82 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 130^2} = 0.0575 < \mu_l = 0,358$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0575}) = 0,0741$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.0741) = 0,970$$

D'où une section d'armatures à l'état limite ultime de :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.82 \times 10^6}{0.970 \times 130 \times 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Tableau.III-7 : Ferrailage du balcon a l'ELU

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	β	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
13.82	0,0575	Oui	0	0,0741	0.970	3.14

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 1,56\text{cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

On adopte **5HA12** Soit **5.65 cm²/ml**

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA8** Soit **2.51 cm²/ml**

✓ **Espacement :**

$$St = \min (1.5 \times d; 40\text{cm}) = \min (20.25\text{cm}; 40\text{cm}) = 20.25 \text{ cm}$$

En prend : **St = 20 cm.**

✓ **Ferraillage transversal :**

La fissuration étant considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente maximale est calculée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19070}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

b. Vérification à l'ELS :

Fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : **Fe = 400MPa** Dans ces conditions, les vérifications des contraintes simplifiées comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{13.82}{9.9} = 1.39$$

$$\alpha = 0,0741 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots CV$$

III.2.4.6 Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{E}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq 0,0625 \dots\dots CV$$

$$\frac{E}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{9.9}{15 \times 9.9} = 0,066 \dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_c} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0,00347 \leq 3.6/400 = 0,009 \dots\dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

Tableau.III-7 : Résultats des ferrailages pour les balcons

type	Armatures longitudinales		Armatures de répartition	
	A_{st} calculé (cm ²)	A_{st} Adopté (cm ²)	A_{st} calculé (cm ²)	A_{st} Adopté (cm ²)
Balcon	3.14	5HA12 = 5.65	1.13	5HA8 = 2.51

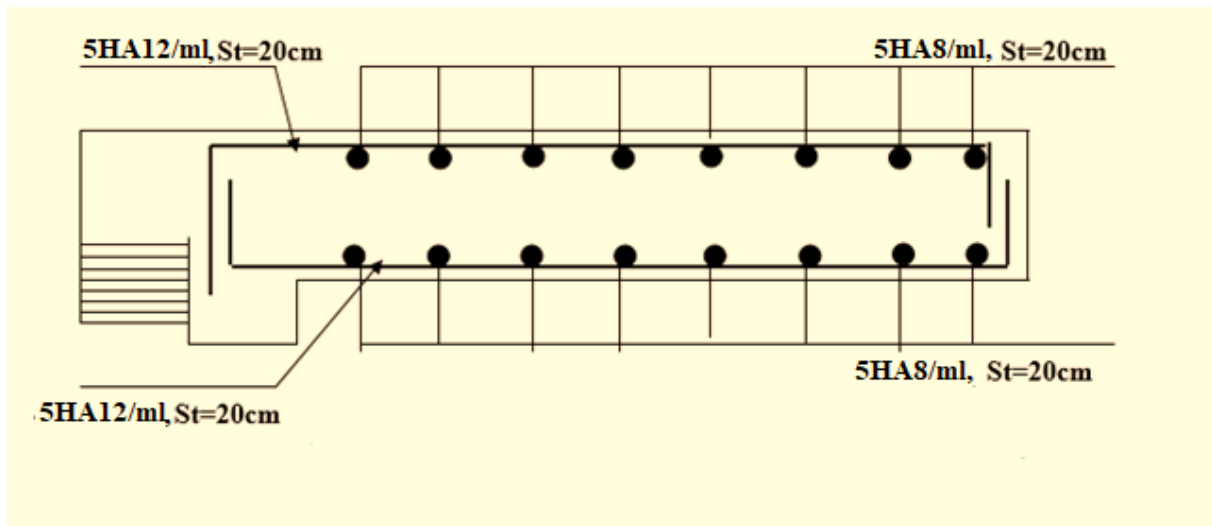


Figure III-11 : Ferrailage des balcons.

III.2.5 Calcul des planchers :

III.2.5.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales.

Dans notre structure on a deux types de plancher :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

III.2.5.2 Choix de la méthode :

Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (**méthode forfaitaire**) :

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- **C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{Kn}/\text{m}^2)$
- **C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- **C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

- **C4** → La fissuration est non préjudiciable

➤ Pour poutrelle type 01

On a :

- **C1** → $Q=250\text{kg}/\text{m}^2 \leq \max(2 \times 533\text{kg}/\text{m}^2; 500\text{kg}/\text{m}^2) \dots$ **condition vérifiée**
- **C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.**condition vérifiée**
- **C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.7}{3.85}\right) = 0.96 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.85}{3.45}\right) = 1.11 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.45}{3.35}\right) = 1.02 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.35}{3.45}\right) = 0.97 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.45}{3.85}\right) = 0.89 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**
 - $0.8 \leq \left(\frac{3.85}{3.7}\right) = 1.04 \leq 1.25 \dots$ **condition vérifiée**

- C4 → fissuration peu nuisible.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

III.2.5.2.1 Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M₀ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (**moment isostatique**).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- M=0,15M₀..... Appuis de rive
- M=0,6M₀.....pour une poutre à deux travées
- M=0,5M₀.....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M=0,4M₀.....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

III.2.5.3 Calcul du plancher :

Tableau III-8 : Charges appliqués sur les planchers des différents niveaux.

Plancher	Charges permanentes (kg/m²)	Charges d'exploitation (kg/m²)
Terrasse	629	100
Etage courante	533	250

Les planchers corps creux de notre projet comportent en totalité 2 types de nervures à entre-axe constant ; et vérifiant les conditions d'application de la méthode forfaitaire.

- **Poutrelle type 1** → 8 appuis soit 7 travées (étage courant seulement).

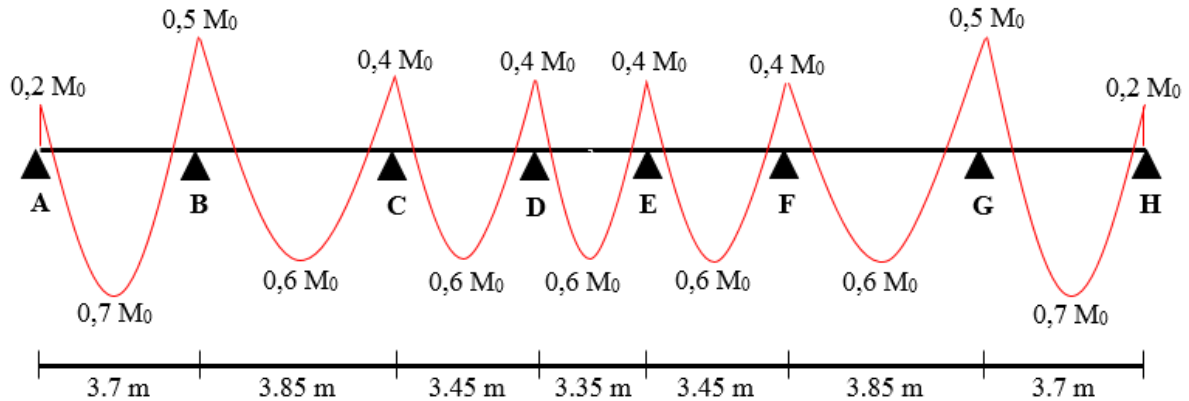


Figure III-12 : Diagramme des moments de la poutrelle type1 étage courant.

III.2.5.3.1 Hypothèses de calcul :

$G_{\text{étage}} = 533 \text{ Kg/m}^2$; $Q_{\text{étage}} = 250 \text{ Kg/m}^2$; **fissuration peu nuisible.**

III.2.5.3.2 Calcul des sollicitations :

La poutre étant à 5 travées, donc on aura pour les moments en appui les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{250}{250 + 533} \rightarrow \alpha = 0.32$$

Pour les travées de rive (**AB et GH**), nous devons avoir :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.32}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65 M_0$$

Pour les travées intermédiaires (**BC; CD; DE; EF; FG**), nous aurons :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.32}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.55 M_0$$

Les moments en travée doivent aussi vérifier la condition :

$$M_t + \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right) \geq 1.05M_0$$

❖ **Travée AB et GH> :**

$$M_E = -0.5M_0 ; M_W = -0.2M_0$$

$$M_t \geq \max \left(\left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.32}{2}\right) M_0 ; 1.05M_0 - \left(\frac{|0.5 + 0.2|}{2}\right) M_0 \right)$$

$$M_t \geq \max (0.65M_0 ; 0.7M_0)$$

$$M_t \geq 0.7M_0$$

❖ **Travée BC et FG :**

$$M_E = -0.4M_0 ; M_W = -0.5M_0$$

$$M_t \geq \max \left(\left(\frac{1 + 0.3 \times 0.32}{2}\right) M_0 ; 1.05M_0 - \left(\frac{|0.5 + 0.4|}{2}\right) M_0 \right)$$

$$M_t \geq \max (0.55 ; 0.6M_0)$$

$$M_t \geq 0.6M_0$$

❖ **Travée CD et EF :**

$$M_E = -0.4M_0 ; M_W = -0.4M_0 ;$$

$$M_t \geq \max \left(\left(\frac{1 + 0.3 \times 0.32}{2}\right) M_0 ; 1.05M_0 - \left(\frac{|0.4 + 0.4|}{2}\right) M_0 \right)$$

$$M_t \geq \max (0.55M_0 ; 0.65M_0)$$

$$M_t \geq 0.65M_0$$

❖ **Travée DE :**

$$M_E = -0.4M_0 ; M_W = -0.4M_0$$

$$M_t \geq \max \left(\left(\frac{1 + 0.3 \times 0.32}{2}\right) M_0 ; 1.05M_0 - \left(\frac{|0.4 + 0.4|}{2}\right) M_0 \right)$$

$$M_t \geq \max (0.55M_0 ; 0.65M_0)$$

$$M_t \geq 0.65M_0$$

a. Les Sollicitations à l'ELU :

La combinaison à considérer est :

$$q_u = 1.35g + 1.5q \text{ Avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65$$

$$G = 533 \text{ Kg/m}^2 \text{ et } Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 711.45 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 3.70 \text{ m soit: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \left(\frac{711.45 \times 3.70^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 1217.46 \text{ kg.m}$$

$$L = 3.85 \text{ m soit: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \left(\frac{711.45 \times 3.85^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 1318.18 \text{ Kg.m}$$

$$L = 3.45 \text{ m soit: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \left(\frac{711.45 \times 3.45^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 1058.50 \text{ Kg.m}$$

$$L = 3.35 \text{ m soit: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \left(\frac{711.45 \times 3.35^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 998.03 \text{ Kg.m}$$

❖ **Travée AB Et EF :** $M_E = -0.5M_0$; $M_W = -0.2M_0$; $M_t \geq 0.70M_0$

- $M_B = -0.5 \times 1217.46 = -608.73 \text{ Kg.m}$
- $M_A = -0.2 \times 1217.46 = -243.492 \text{ kg.m}$
- $M_{AB} \geq 0.70 \times 1217.46 = 852.22 \text{ kg.m}$

❖ **Travée BC et FG :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.5M_0$; $M_t \geq 0.60M_0$

- $M_C = -0.4 \times 1318.18 = -527.27 \text{ Kg.m}$
- $M_B = -0.5 \times 1318.18 = -659.09 \text{ kg.m}$
- $M_{BC} \geq 0.60 \times 1318.18 = 790.90 \text{ kg.m}$

❖ **Travée CD et EF :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.4M_0$; $M_t \geq 0.65M_0$

- $M_C = -0.4M_0 = -0.4 \times 1058.50 = -423.4 \text{ kg.m}$
- $M_D = -0.4M_0 = -0.4 \times 1058.50 = -423.4 \text{ kg.m}$
- $M_t \geq 0.65M_0 = 0.65 \times 1058.50 = 688.025 \text{ kg.m}$

❖ **Travée DE :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.4M_0$; $M_t \geq 0.65M_0$

- $M_D = -0.4M_0 = -0.4 \times 998.03 = -399.21 \text{ kg.m}$
- $M_E = -0.4M_0 = -0.4 \times 998.03 = -399.21 \text{ kg.m}$
- $M_t \geq 0.65M_0 = 0.65 \times 998.03 = 648.72 \text{ kg.m}$

Si on remplace M_0 par sa valeur, on obtient le diagramme des moments représenté ci-dessous :

Diagramme des moments à l'ELU :

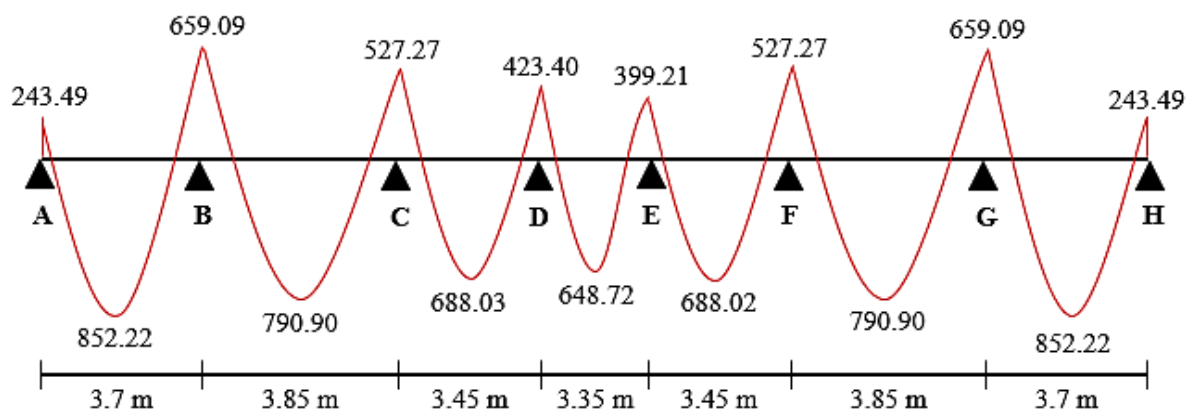


Figure III-13 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 1 étage courant.

b. Les Sollicitations à l'ELS :

La combinaison à considérer est :

$$q_{ser} = g + q \text{ Avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65$$

$$q_{ser} = 508.95 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 3.70 \text{ m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{508.95 \times 3.70^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 870.94 \text{ kg. m}$$

$$L = 3.85 \text{ m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{508.95 \times 3.85^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 942.99 \text{ Kg. m}$$

$$L = 3.45 \text{ m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{508.95 \times 3.45^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 757.22 \text{ Kg. m}$$

$$L = 3.35 \text{ m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{508.95 \times 3.35^2}{8} \right) \rightarrow M_0 = 713.96 \text{ Kg. m}$$

❖ Travée AB Et EF : $M_E = -0.5M_0$; $M_W = -0.2M_0$; $M_t \geq 0.70M_0$

- $M_B = -0.5 \times 870.94 = -435.47 \text{ Kg. m}$
- $M_A = -0.2 \times 870.94 = -174.188 \text{ kg. m}$
- $M_{AB} \geq 0.70 \times 870.94 = 609.66 \text{ kg. m}$

❖ **Travée BC et FG :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.5M_0$; $M_t \geq 0.60M_0$

- $M_C = -0.4 \times 942.99 = -377.196 \text{Kg. m}$
- $M_B = -0.5 \times 942.99 = -471.49 \text{kg. m}$
- $M_{BC} \geq 0.60 \times 942.99 = 565.79 \text{kg. m}$

❖ **Travée CD et EF :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.4M_0$; $M_t \geq 0.65M_0$

- $M_C = -0.4M_0 = -0.4 \times 757.22 = -302.88 \text{kg. m}$
- $M_D = -0.4M_0 = -0.4 \times 757.22 = -302.88 \text{kg. m}$
- $M_t \geq 0.65M_0 = 0.65 \times 757.22 = 492.19 \text{kg. m}$

❖ **Travée DE :** $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.4M_0$; $M_t \geq 0.65M_0$

- $M_D = -0.4M_0 = -0.4 \times 713.96 = -285.58 \text{kg. m}$
- $M_E = -0.4M_0 = -0.4 \times 713.96 = -285.58 \text{kg. m}$
- $M_t \geq 0.65M_0 = 0.65 \times 713.96 = 464.07 \text{kg. m}$

Si on remplace M_0 par sa valeur, on obtient le diagramme des moments représenté ci-dessous :

Diagramme des moments a l'ELS :

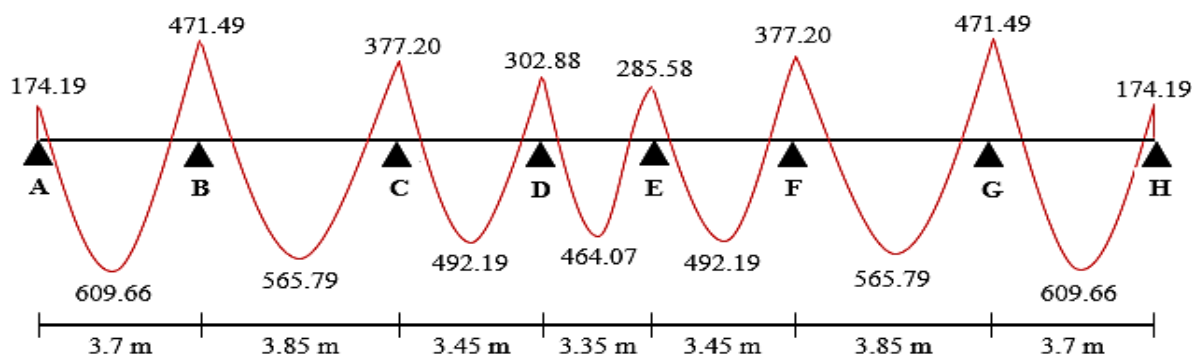


Figure III-14 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type1 étage courant.

III.2.5.3.3 Calcul Des Efforts Tranchants :

Pour ce calcul, on peut utiliser la méthode classique de la RDM en considérant chaque travée comme indépendante : ce qui revient à calculer les réactions d'appui de poutres isostatiques chargées uniformément et ayant des moments de sens contraires aux niveaux des deux appuis. L'effort tranchant maximum est égale à la plus grande des 2 réactions d'appui

➤ **Application dans notre cas :**

D'après la configuration de nos poutrelles, on détermine aisément la position de l'effort tranchant maximale.

- **Poutrelle type 1** : qui est à 7 travées.

Evaluation de l'effort tranchant dans la poutrelle :

❖ **Travée A-B :**

$$V = \frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_W}{l} ;$$

$$M_0 = 1217.46 \text{Kg. m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -243.49 \text{Kg. m} \\ M_E = -608.73 \text{Kg. m} \end{cases}$$

$$q_u = 711.45 \text{ Kg/ml}$$

$$V_A = 1217.46 \text{ Kg}$$

$$V_B = -1414.9 \text{ Kg}$$

❖ **Travée B-C :**

$$V = \frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_W}{l} ;$$

$$M_0 = 1318.18 \text{Kg. m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -659.09 \text{Kg. m} \\ M_E = -527.27 \text{Kg. m} \end{cases}$$

$$q_u = 711.45 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = 1398.77 \text{ Kg}$$

$$V_C = -1335.31 \text{ Kg}$$

❖ **Travée C-D :**

$$R_D = \frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_W}{l} ;$$

$$M_0 = 1058.50 \text{Kg. m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -423.4 \text{Kg. m} \\ M_E = -423.4 \text{Kg. m} \end{cases}$$

$$q_u = 711.45 \text{ Kg/ml}$$

$$V_C = 1227.25 \text{ Kg}$$

$$V_D = -1227.25 \text{ Kg}$$

❖ Travée D-E :

$$R_E = \frac{ql}{2} + \frac{M_E - M_W}{l};$$

$$M_0 = 998.03 \text{ Kg. m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -399.21 \text{ Kg. m} \\ M_E = -399.21 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$q_u = 711.45 \text{ Kg/ml}$$

$$V_D = 1191.68 \text{ Kg}$$

$$V_E = -1191.68 \text{ Kg}$$

Diagramme des efforts tranchants :

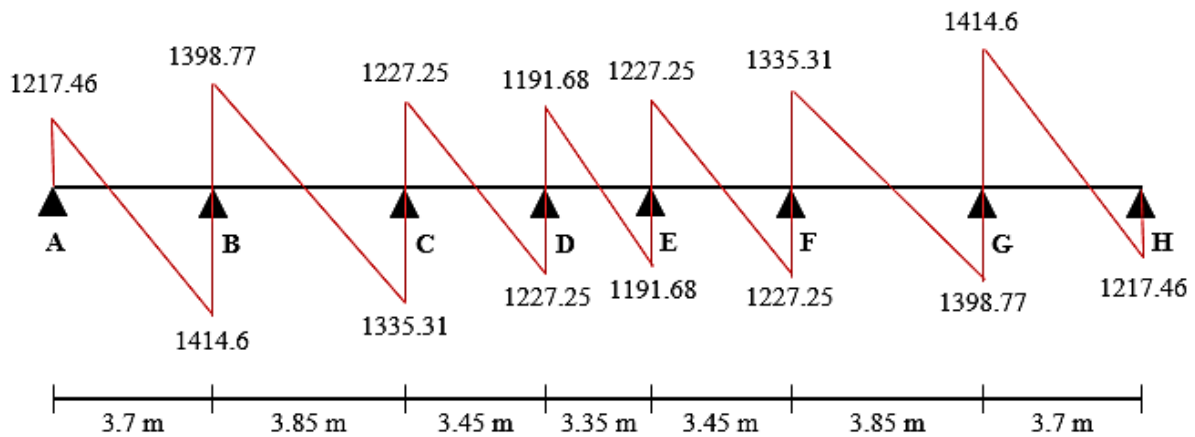


Figure III-15 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 1 étage courant.

III.2.5.3.4 Ferrailage des nervures :

Le calcul d'une section en té en flexion simple.

a. Ferrailage à l'ELU :

➤ Les Armatures Longitudinales :

Moment en travée : $M_t = 852.22 \text{ Kg.m}$

Moment en appui : $M_{app} = -659.09 \text{ Kg.m}$

Effort tranchant maximum : $V_u = 1414.9 \text{ Kg}$

Pour le béton, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Pour les aciers, $F_e \text{ E400}$

Fissuration peu nuisible

Section en T : $b = 65\text{cm}$; $b_1 = 24\text{cm}$; $b_0 = 17\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$.

Enrobage : $c = 2\text{cm}$

- Ferrailage en travée :

$$M_t = 852.22 \text{ kg. m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN. m}$$

$$M_t = 0.0085222 \text{ MN. m} < M_{btu} = 0.0590 \text{ MN. m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{852.22 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 \quad ; \quad \mu_u = 0.392 \text{ pour } F_e E 400$$

$$\mu_u > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.036) = 17.74\text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{852.22 \times 10}{17.14 \times \frac{400}{1.15}} = 1.43\text{cm}^2$$

✓ Section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2 < A_u$$

On choisit **3HA12** soit **3.39 cm²**

- Ferrailage en appui :

$$M_u^a = - 659.09 \text{ Kg. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{659.09 \times 10}{17 \times 18^2 \times 14.2} = 0.084 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E 400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) = 0.109$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.109) = 17.22\text{cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{659.09 \times 10}{17.22 \times \frac{400}{1.15}} = 1.1 \text{ cm}^2$$

✓ **Section d'armature minimale :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

On choisit **2HA12** Soit **2.26 cm²**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1414.9 \times 10}{170 \times 180} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

→ Les armatures transversales sont des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

➤ **Les Armatures transversales :**

✓ **Diamètre maximal des armatures d'âmes :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\text{lim}}\right) = \min(0.571\text{cm}; 1.7\text{cm}; 1\text{cm}) = 0.571\text{cm}$$

Soit $\phi_t = 6\text{mm}$ → on adopte 1 cadre de $\phi 6$ avec **$A_t = 0.57\text{cm}^2$**

✓ **Espacement :**

- **D'après le BAEL91 :**

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 16\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 17} = 34\text{cm}$$

- **Espacement selon RPA :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$$

$$l' = 2h = 2 \times 20 = 40\text{cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui **(RPA99/Version 2003)**.

b. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :** $\alpha = 0.036 ;$

$$\gamma = \frac{852.22}{609.66} = 1.397$$

$$\frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.446$$

⇒ $\alpha = 0.036 \leq 0.446$ **CV**

- **En Appui :** $\alpha = 0.109$

$$\gamma = \frac{659.09}{471.49} = 1.397$$

$$\frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.446$$

⇒ $\alpha = 0.109 < 0.437$ **CV**

➤ **Condition de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.2}{3.85} = 0.0519 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15.M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{3.85} = 0.0519 \geq \frac{609.66}{15 \times 870.94} = 0.0466 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 1.57/17 \times 18 = 0.00513 \leq 3.6/400 = 0.009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ **Résumé de résultats :**

Tableau III-9 : Les sollicitations maximales sur les poutrelles

Type	ELU			ELS	
	M_t (kg. m)	M_a (kg. m)	Effort tranchant (kg)	M_t (kg. m)	M_a (kg. m)
Etage courant	852.22	659.09	1414.9	609.66	471.49
Terrasse	777.96	601.65	966.73	567.61	438.97

Tableau III-10 : Ferrailage des poutrelles

Les types	Ferrailage longitudinale				A_t
	Ferrailage en appui		Ferrailage en travée		
	A_{st} calculé (cm ²)	A_{st} Adopté (cm ²)	A_{st} calculé (cm ²)	A_{st} Adopté (cm ²)	
Etage courant	1.43 cm ²	2HA12	1.41 cm ²	3HA12	Cadre T6
Terrasse	1.41 cm ²	2HA12	1.41 cm ²	3HA12	

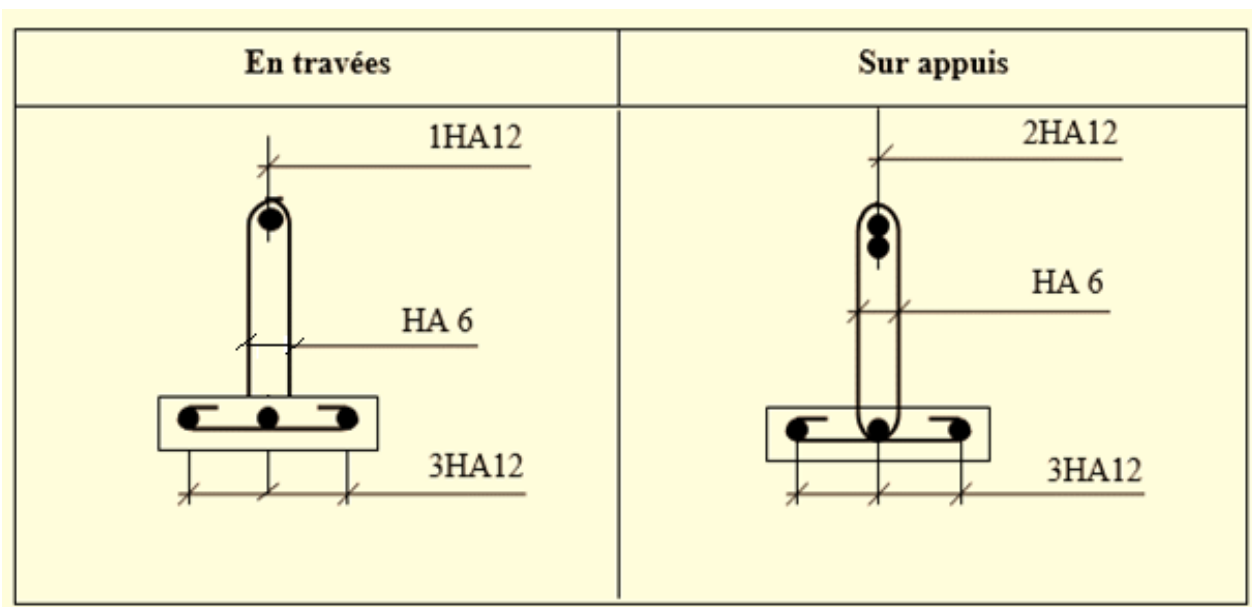


Figure III-16 : Schéma de ferrailage des nervures.

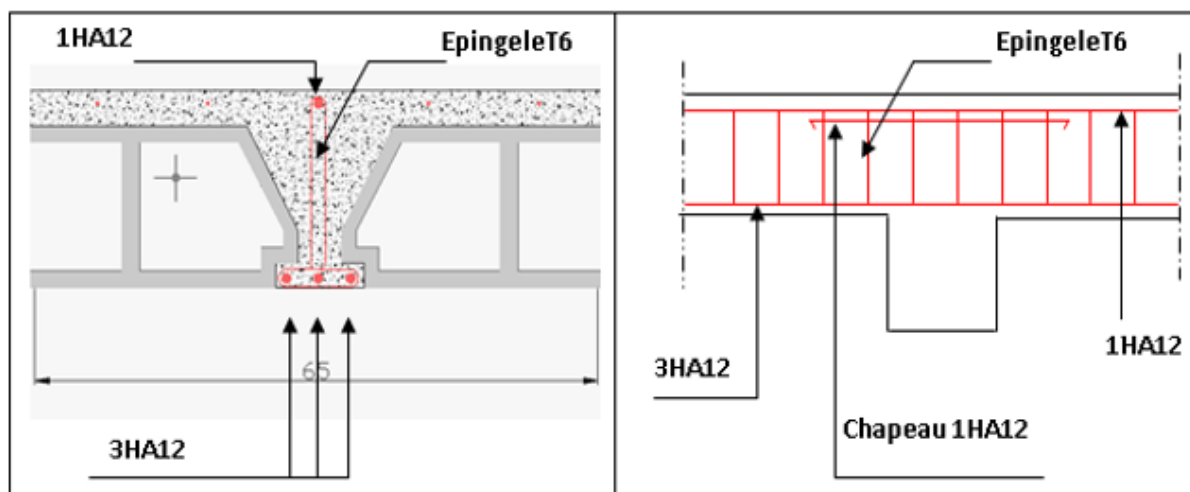


Figure III-17 : Schéma de ferrailage des nervures.

III.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 par mètre) pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 par mètre) pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

On a: $L_1 = 65$ cm

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA6=1.41cm²**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

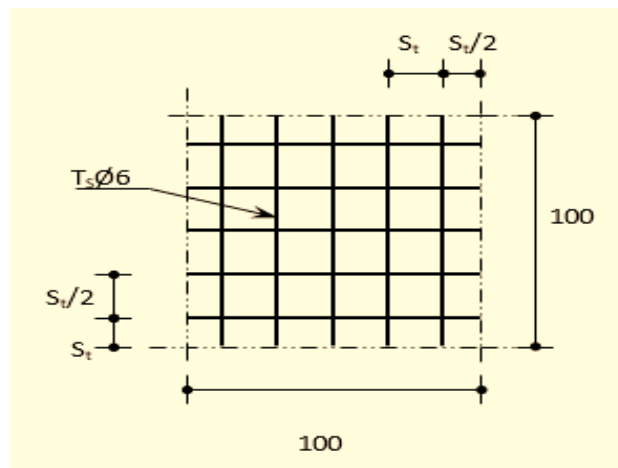


Figure III-18 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.2.7 Etude de la dalle machine :

III.2.7.1 Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.2.7.2 Pré dimensionnement :

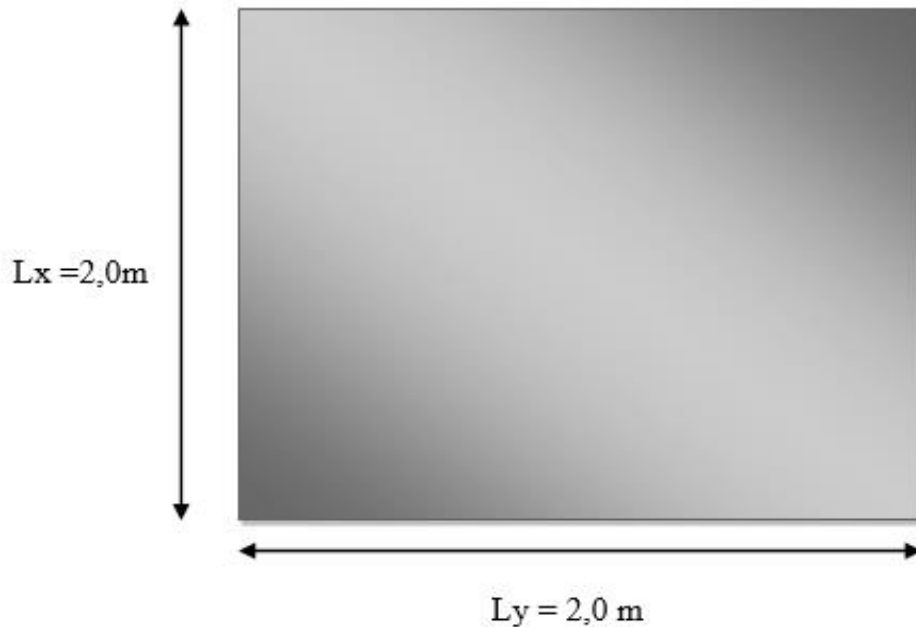


Figure III-19 : Schéma de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 4 \leq e \leq 5$$

✓ **Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est : $e \geq 25\text{cm}$.

✓ **Condition de flèche :**

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x} \text{ Avec : } M_t = 0.85M_x$$

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{0.85 M_x}{M_x} = \frac{0.85}{20}$$

$$e \geq \frac{0.85}{20} \times L_x = \frac{0.85}{20} \times 200 = 8.5 \text{ cm}$$

Finalement On prend : e = 25cm.

III.2.7.3 Détermination des charges et surcharge :

✓ Charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100$$

$$\text{tel que: } \begin{cases} p_1 = 8400 \text{ Kg}, p_4 = 600 \text{ Kg}, p_7 = 750 \text{ Kg} \\ p_2 = 3200 \text{ Kg}, p_5 = 800 \text{ Kg}, p_8 = 1100 \text{ Kg} \\ p_3 = 2000 \text{ Kg}, p_6 = 1250 \text{ Kg}, p_9 = 1000 \text{ Kg} \\ p_{10} = 3100 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6 + p_7 + p_8 + p_9 + p_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{poids de la machine} = \frac{22200}{4} \times 100 = 5550 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Dalle plein : } e = 25 \text{ cm ; } \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment : } e = 2 \text{ cm ; } \rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$0.2 \times 2000 = 40 \text{ Kg/ m}^2$$

$$G = 5550 + 625 + 40 = 6215 \text{ Kg/ m}^2 = 62.15 \text{ Kg/m}^2$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Combinaison de charges :**

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 88,40 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $q_{ser} = G + Q = 65,15 \text{ KN/m}$

✓ **Calcul des efforts [RPA99/Version 2003] :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

- **Calcul de « ρ » :**

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- **ELU :**

$$\mu_x = 0,0368 \rightarrow M_x = 13,013 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \rightarrow M_y = 13,013 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,062 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 11,062 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 3,91 \text{ kN.m}$$

III.2.7.4 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section ($b \times h$) = (100x25) cm^2 qui travaille en flexion simple.

a. Ferrailage en travée :

➤ **Dans les deux sens « L_x et L_y » :**

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm; } h = 25 \text{ cm; } d = 0,9h = 22,5 \text{ cm; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa; } \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly)

$M_{tx}(kNm)$	μ_{bu}	$As'(cm^2)$	α	$Z (cm)$	$A_{scal} (cm^2)$	Choix	$A_{sadb} (cm^2)$
11,062	0,0154	0	0,0194	0,223	1,43	5×HA10	3,93

✓ **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{20} = 20 < \min(3h; 33cm) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{100}{20} = 20 < \min(4h; 45cm) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b. Ferrailage en appui :

➤ **Dans les deux sens «Lx et Ly» :**

On a: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 347,83\text{MPa}$

Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly)

$M_{tx}(kNm)$	μ_{bu}	$As'(cm^2)$	α	$Z (cm)$	$A_{scal} (cm^2)$	Choix	$A_{sadb} (cm^2)$
3,91	0,0055	0	0,0069	0,224	0,50	5×HA10	3,93

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 58.93 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 58.93 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max (T_x ; T_y) = 58,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{58,93}{1 \times 0.225} = 0.262 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

➔ **Condition vérifiée.**

III.2.7.5 Vérification a l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Béton :**

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

- **Acier :**

$$\sigma_{bc} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1; \text{ avec : } q_{ser} = 65,15 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0368 \rightarrow M_x = 9.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \rightarrow M_y = 9.59 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8.15 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2.8 \text{ kN.m}$$

- **Détermination de la valeur de «y» :**

$$I = \frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0; \text{ Avec: } n = 15$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^2}{2} + n[A'_s(y - c)^2 + A_s(d - y)^2] = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

	M_t (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}	σ_s (MPa)	σ_s < σ̄_s
Travée (x-x)	8.15	3.93	5.77	16563.72	2.84	Condition vérifiée	131.79	Condition vérifiée
Travée (y-y)	8.15	3.93	5.77	16563.72	2.84		131.79	
Appuis	2.88	3.93	5.77	16563.72	1.00		46.54	

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

h = 25cm ; b = 100cm

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 2 \text{ cm}^2 \\ A_x \geq \rho_0 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\text{‰} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{array} \right.$$

- Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow 0.125 \geq 0.042 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow 0.125 \geq 0.028 \text{ à } 0.037 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

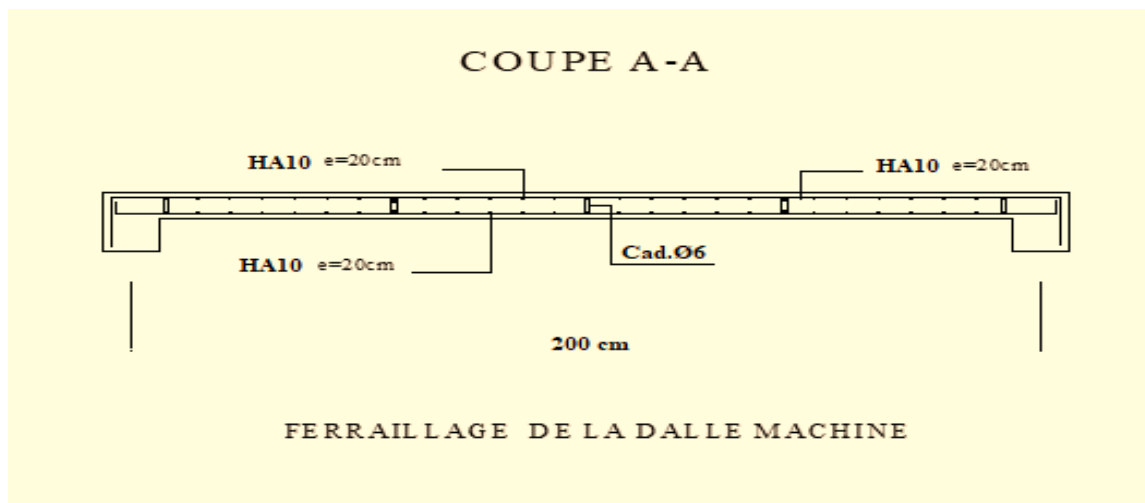
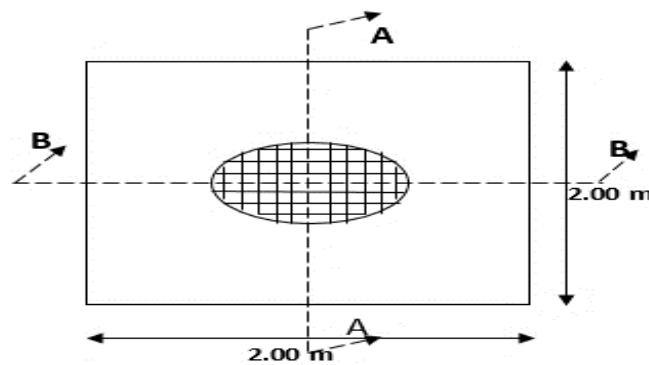


Figure III-20 : Ferrailage de la dalle machine

III.2.8 L'ascenseur :

III.2.8.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

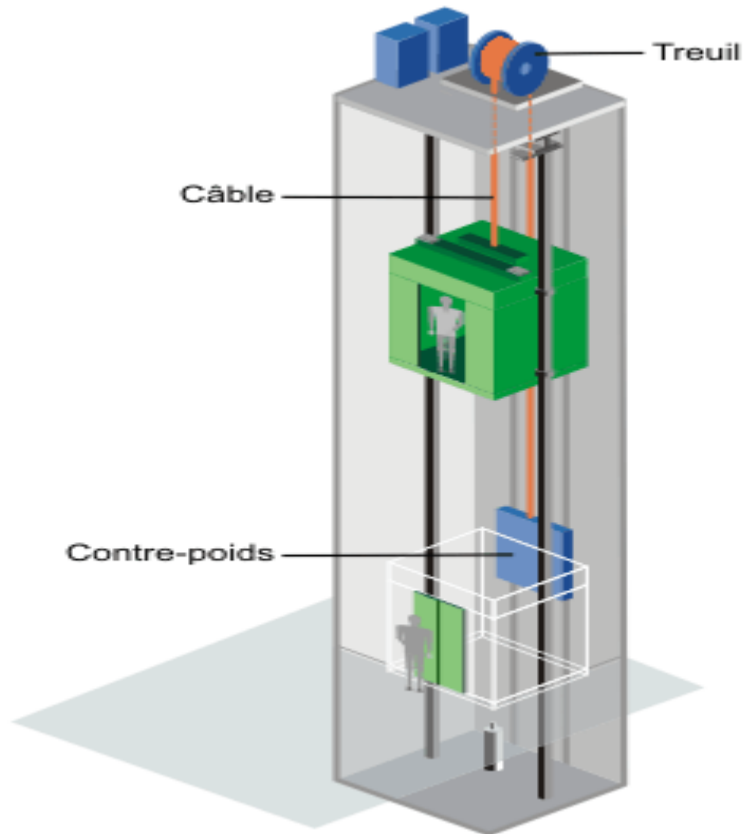


Figure III-21 : Schéma d'un ascenseur mécanique

III.2.8.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P_p** : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + Q/2$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **675 kg** pour **9 personnes** avec une surface utile de la cabine de **1,95 m²**.

Ses dimensions selon (NFP82-22)(1) :

- Largeur : 1,5 m
- Profondeur : 1,3 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,9 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

- Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$
- le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

III.2.8.3 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité **C_s** est de **10** et le rapport **D/d** ; (**D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

$$\text{Prenons } \frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12.22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s.M.....(1)$$

Avec

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$M=Q +P_m+M_g.....(2)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige **M_g** devant (**Q+P_m**) (**M_g < Q+P_m**) → **M = Q+P**

Donc $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210 \text{ Kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage «0,85».

$$\rightarrow C_r = \frac{36210}{0.85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec **m** : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m=3$ on a : $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{câble}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1.74$$

Soit **n = 2 câbles**. Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.2.8.4 Le poids des câbles (Mg) :

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble

$$m = 0,512 \text{ Kg/m}$$

L : longueur du câble = 33.35 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ Kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ Kg}$$

➤ Vérification de C_r :

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ Kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = C_r / M = 41575,2 / 3086,93 = 13,46 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul de la charge permanente total **G** :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treilli}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ Kg}$
- la surcharge : $Q = 675 \text{ Kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ Kg}$$

III.2.8.5 Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 9506,61 \text{ Kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9506,61}{4} = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ (voire figure suivant) :

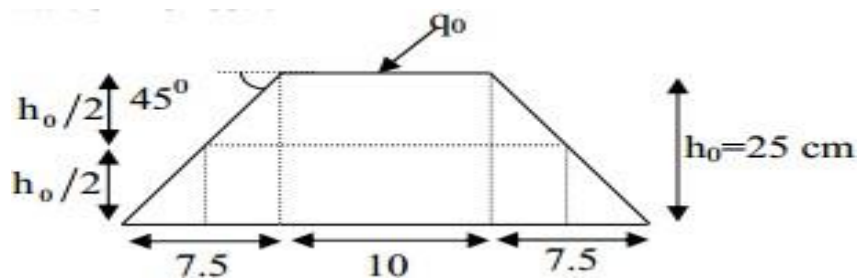


Figure III-22 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

$$\mu_2 = 2 \times (U+V); h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (35+35) = 140 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364.75 \text{ Kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

CHAPITRE IV

Etude sismique de la structure

IV.1 Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA99/2003**. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le **RPA 99/version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique IIb a groupe d'usage 2**.

Le calcul se fait par la **méthode dynamique modale spectacle** du fait que notre Tour ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99/version 2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : **H = 29.07 m > 23 m**.

IV.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.3.3 Spectre de réponse de calcul :

Pratiquement un chargement sismique est défini par un spectre de réponse ce dernier étant une fonction donnant les différentes réponses maximales en fonction de la période **T**, son utilité est essentiellement la lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

Selon le **RPA 99 /Version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids de la structure.

Q : Facteur de qualité.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

IV.3.4 Classification de site :

Selon le **RPA99/Version2003** et le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (**Catégorie S2**).

IV.3.5 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone IIb, groupe 2, D'après la classification sismique de wilaya Tizi-Ouzou : **RPA99/ version2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.20 (tableau 4.1 de RPA99/Version2003)**.

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

❖ **Périodes caractéristiques T1 ; T2**

Pour notre site type : S2 ➔ T1 = 0,15s et T2 = 0,40s RPA99/2003 (tab 4.7)

❖ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882... (\xi = 7\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.882$).

❖ **Période fondamentale (T)**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n/\sqrt{L}$$

Avec :

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

$h_n = 29.07 \text{ m}$

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

D'où :

$$* T_x = 0.09h_n/\sqrt{L_x} \quad \text{avec } L_x = 28.80 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.487 \text{ s}$$

$$* T_y = 0.09h_n/\sqrt{L_y} \quad \text{avec } L_y = 18.05 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.615 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.40 \text{ sec} \leq T_x = 0.487 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} \leq T_y = 0.615 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.938 \text{ sec}$$

On prend : $T_x = 0.487 \text{ sec}$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.487}\right)^{2/3} = 1.93$$

➤ **Coefficient de comportement R :**

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA99/Version2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4** du **RPA99 /version2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**.

➤ **Facteur de qualité Q :**

a. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

- **Sens longitudinal : (7 travées) ≥ 3**

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.85/3.35 = 1.14 < 1,5 \text{ critère non observé } p_{qx} = 0$$

- **Sens transversal : (3 travées) ≥ 3**

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.46/4.37 = 1.47 < 1,5 \text{ critère observé } p_{qy} = 0$$

b. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- Sens longitudinal : (8 files) ≥ 3 :

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.46/4.37 = 1.47 < 1,5 \text{ critère observé } p_{qy} = 0$$

- Sens transversal : (4 files) ≥ 3 :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.85/3.35 = 1.14 < 1,5 \text{ critère non observé } p_{qx} = 0$$

c. Régularité en plan :

- La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. → **Condition vérifié**

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 28.80 / 18.05 = 1.59 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV-1 : Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour

Niveau	Masses (kg)	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité calculé		Excentricité théorique max	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	321833,46	12.65	7.61	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 1	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 2	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 3	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 4	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 5	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 6	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 7	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 8	309990,77	12.65	7.54	12.65	7.58	0,00	0,03	1,44	0,90

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans quelques des étage dépassé **0,15×L_i** dans les 2 directions de excentricités Donc : → **Condition vérifiée**

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$(l_x)/L_x = (3.85)/28.80 = 13.36\% < 25\% \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$(l_y)/L_y = (6.46)/18.05 = 35.78\% > 25\% \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$L_x/L_y = 28.80/18.05 = 0,25 < 1.59 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

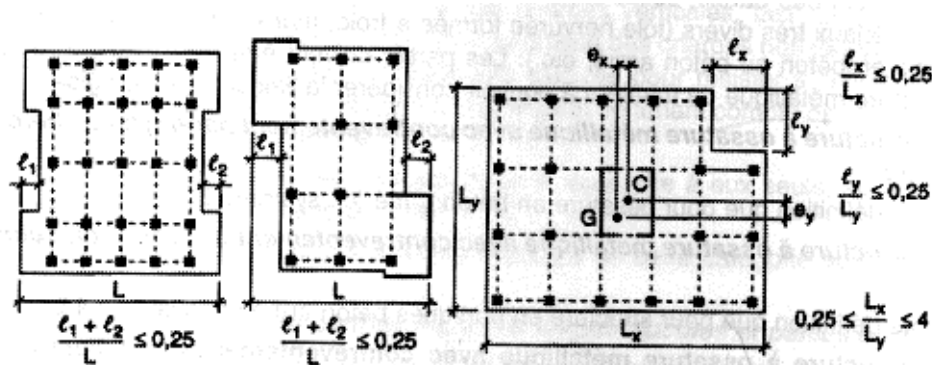


Figure IV-1: Limites des décrochements en plan.

Donc : $P_q = 0.05$

d. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. → **Condition vérifiée**
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%. → **Condition vérifiée**
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. → **Condition vérifiée**

Donc : $P_q = 0$

e. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$P_q = 0,05$

f. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0.10$

Tableau IV-2 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	Sens-x	Sens-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0,20	0.20

$Q = 1 + \sum P_q$ (Tableau 4.3 de RPA 99/Version2003 (page 41))

D'où P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$Q = Q_x = Q_y = 1 + 0.2 = 1,2$

IV.3.6 Nombre de mode à considérer :

Selon le **RPA 99/Version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée

IV.3.7 Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'**RPA 99/version2003 (Art4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

A. Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

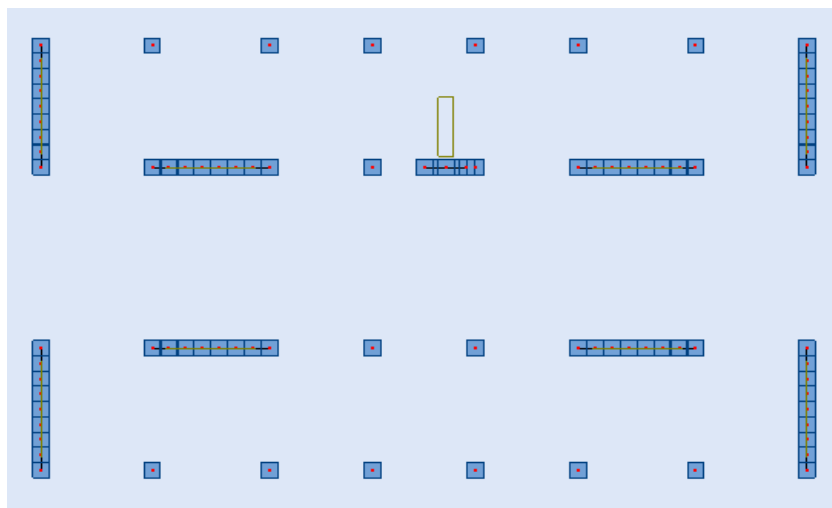


Figure IV – 2 : La 1^{ère} disposition des murs voiles et poteaux
 $T = 0.73 \text{ sec}$
 $W = 4715.305 \text{ t}$

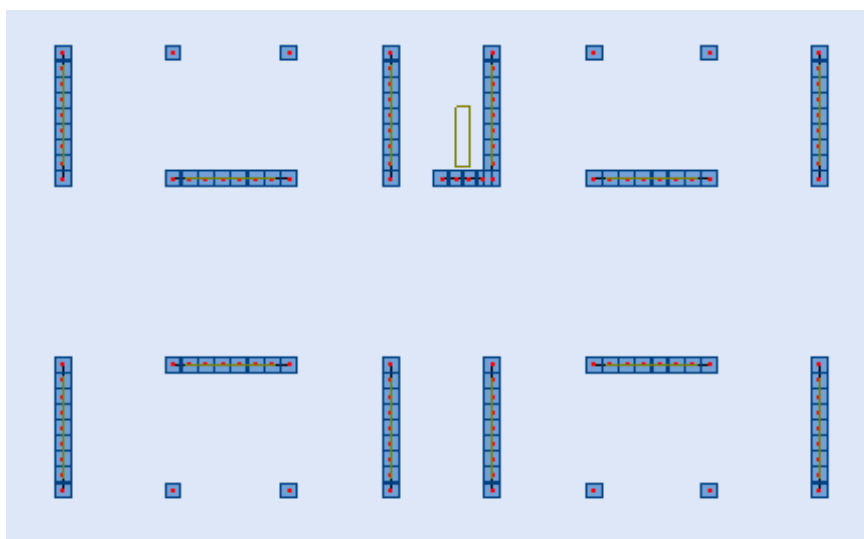


Figure IV–3 : La 2^{ème} disposition des murs voiles et poteaux
 $T = 0.68 \text{ sec}$
 $W = 4968.352 \text{ t}$

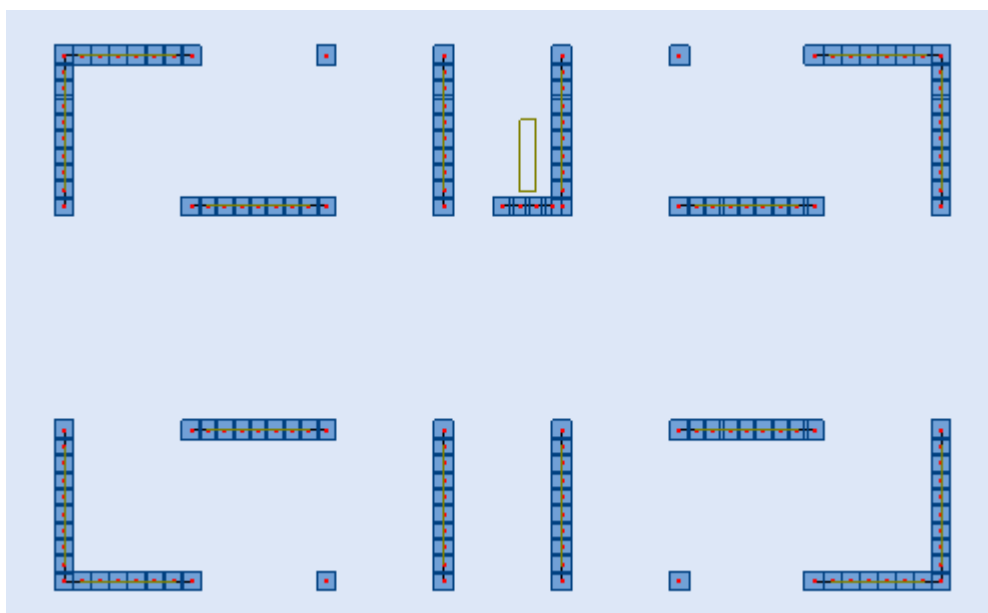


Figure IV – 4 : La 3^{ème} disposition des murs voiles et poteaux
 $T = 0.56 \text{ sec}$
 $W = 5181.843 \text{ t}$

Période fondamentale de la structure = **0,487 sec**

Selon le **RPA99/version2003 (Art 4.2.4.b)** :

La valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de -celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T=0,487 \times 1,3 = 0,633 \text{ sec}$$

Parmi les 3 variantes précédentes on considère la 3^{ème} variante qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

Tableau IV-3 : Périodes et facteurs de participation modale de la 3^{ème} variante (Résultats Robot 2010)

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	1,80	0,56	0,08	66,33	0,00	0,08	66,33	0,00
2	1,81	0,55	67,93	66,40	0,00	67,85	0,07	0,00
3	2,32	0,43	67,97	66,40	0,00	0,04	0,00	0,00
4	7,46	0,13	86,17	66,40	0,00	18,21	0,00	0,00
5	7,95	0,13	86,17	86,11	0,00	0,00	19,71	0,00
6	9,77	0,10	86,17	86,11	0,00	0,00	0,00	0,00
7	10,36	0,10	86,18	86,11	1,70	0,00	0,00	1,70
8	10,37	0,10	86,20	86,11	2,04	0,02	0,00	0,34
9	11,45	0,09	86,20	86,11	5,86	0,00	0,00	3,82
10	11,46	0,09	86,20	86,11	5,86	0,01	0,00	0,00

B. Poids total de la structure :

Selon **RPA99/version2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA99/2003**.

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau **4.5 du RPA99/Version2003**.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) : **$\beta = 0.20$**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk **Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$\sum W_i = 51818.43 \text{ KN}$$

C. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon **RPA99/version2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

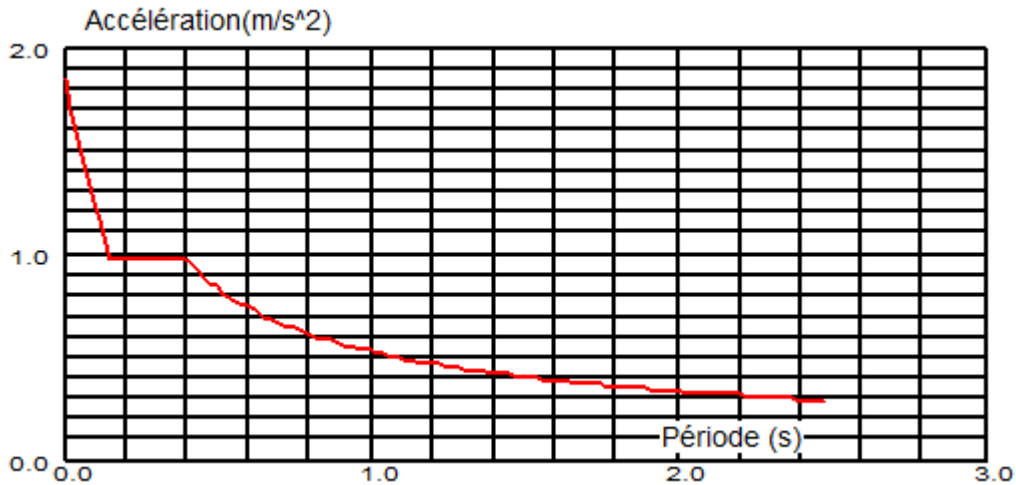


Figure IV-5 : Spectre de réponse.

D. Nombre des modes considérés :

Selon l'**RPA99/version2003 (Art 4.3.4)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

La masse modale longitudinale est : **51656.2881 KN**

La masse modale transversale est : **51656.2881 KN**

La masse totale de la structure est : **51818.4308 KN**

- Sens longitudinal :

$90\% (51818.4308) = 46636.5877 \text{ KN} < \text{la masse totale} \dots \text{C.V}$

- Sens transversal :

$90\% (51818.4308) = 46636.5877 \text{ KN} < \text{la masse totale} \dots \text{C.V}$

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure :

1^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) :

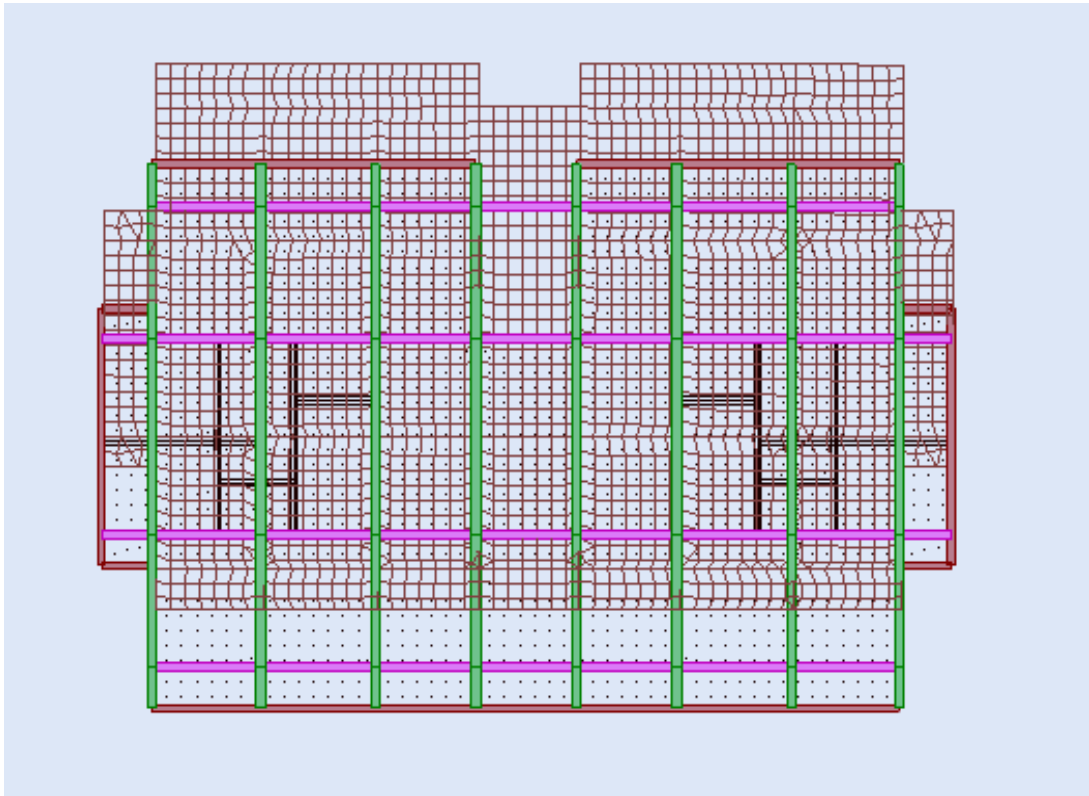


Figure IV-6 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2010**).

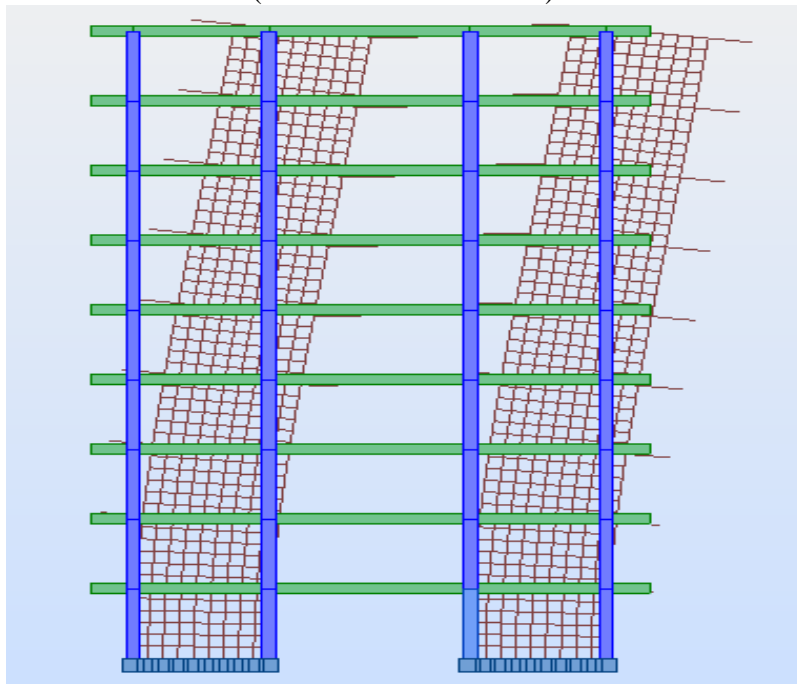


Figure IV-7 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan Y-Z (résultats de **Robot 2010**).

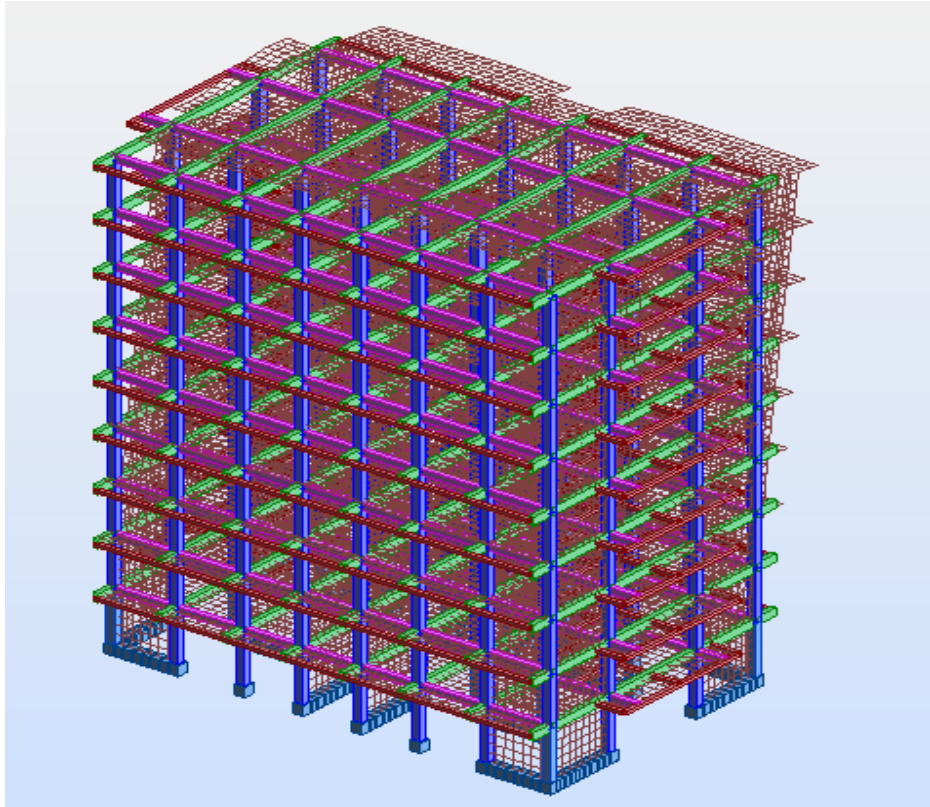


Figure IV-8 : 1^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan 3D (résultats de **Robot 2010**).

2^{ème} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y) :

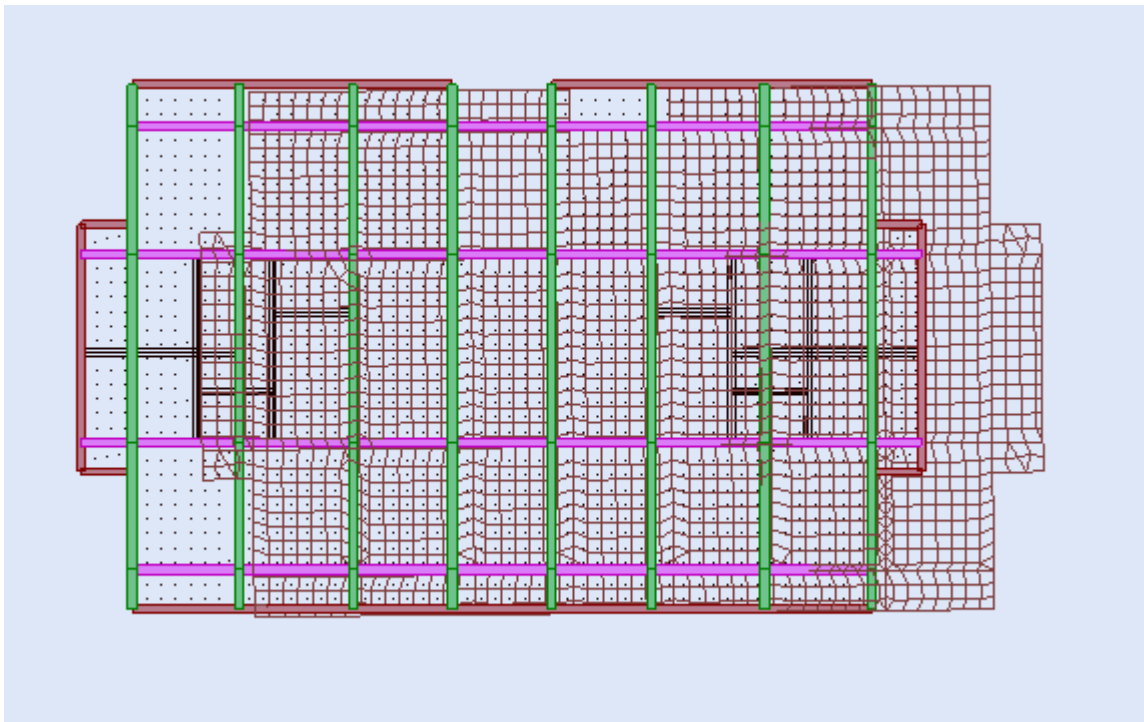


Figure IV-9 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2010**).

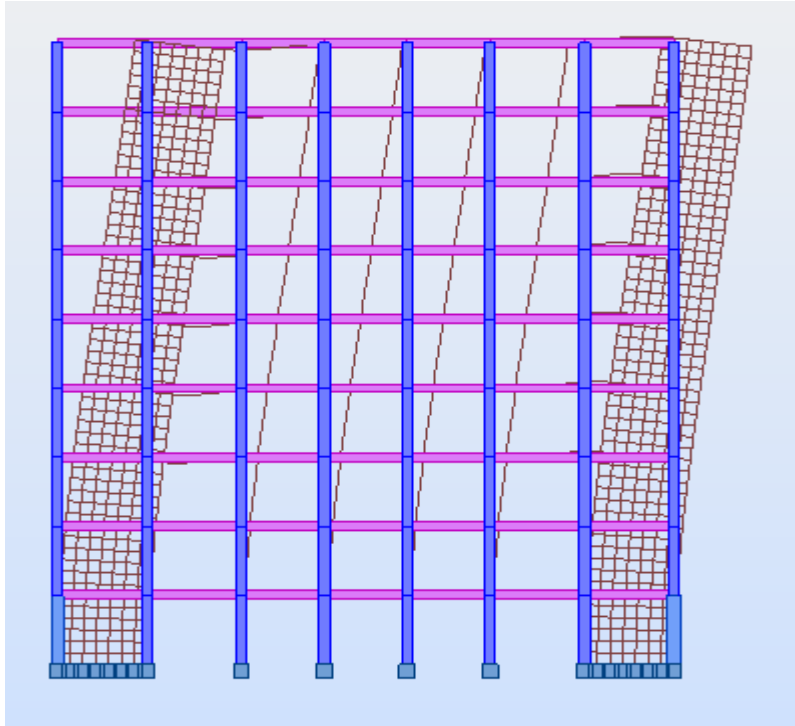


Figure IV-10 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Z
(résultats de **Robot 2010**).

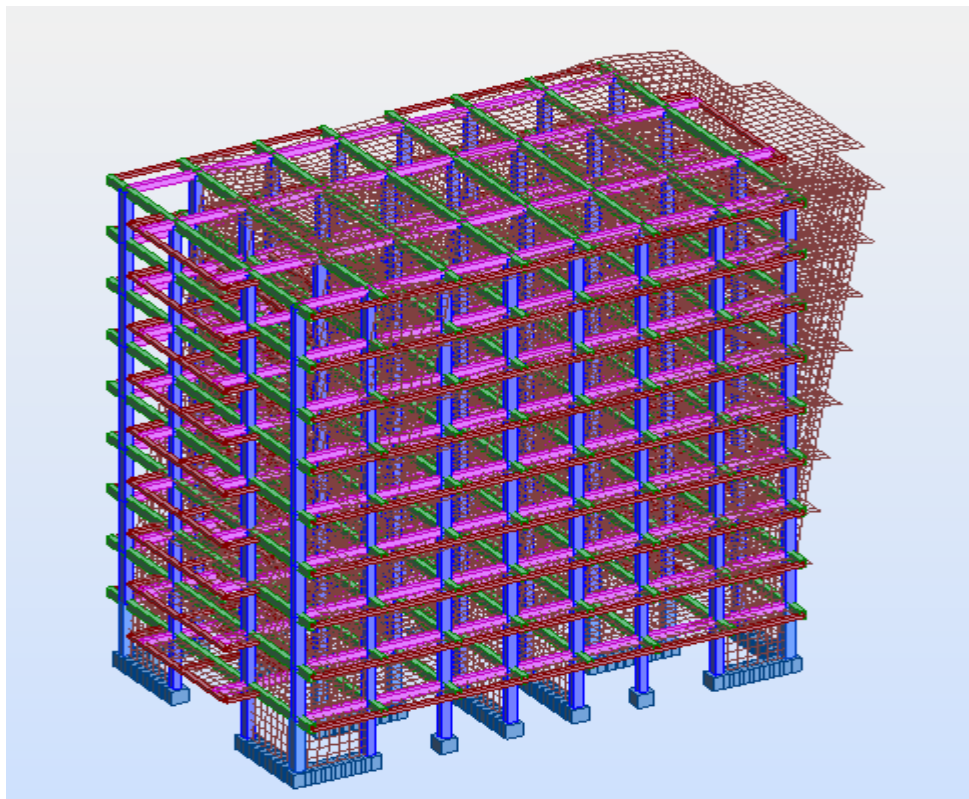


Figure IV-11 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan 3D
(résultats de **Robot 2010**).

3^{ème} mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z) :

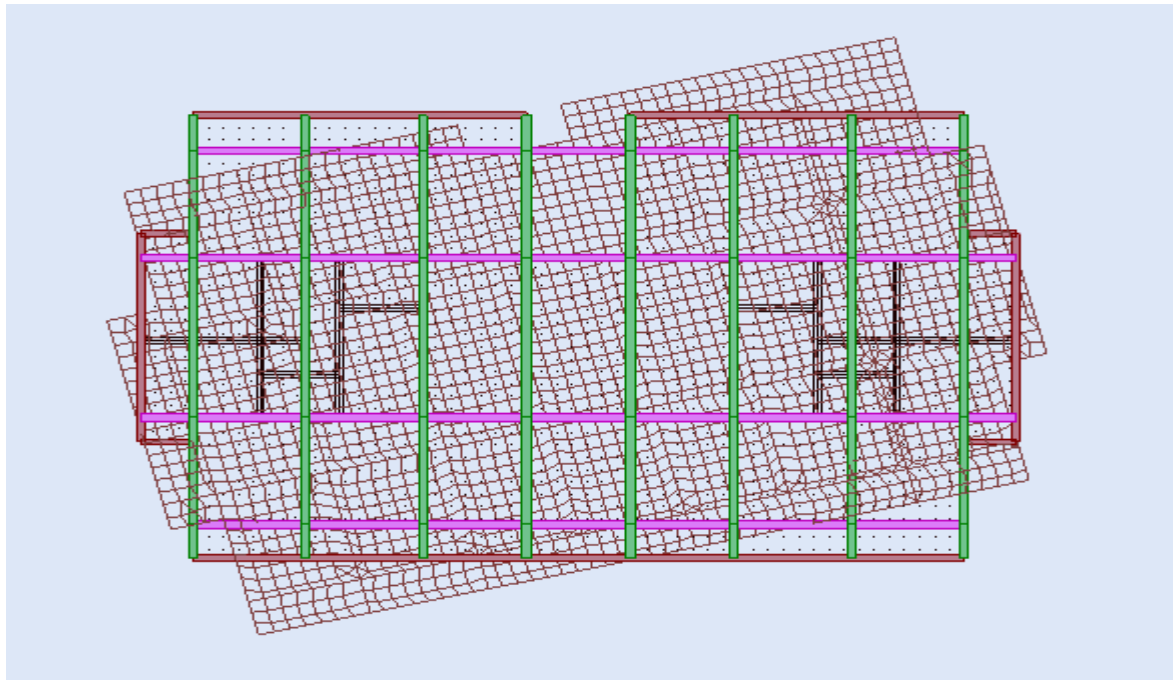


Figure IV-12 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**).

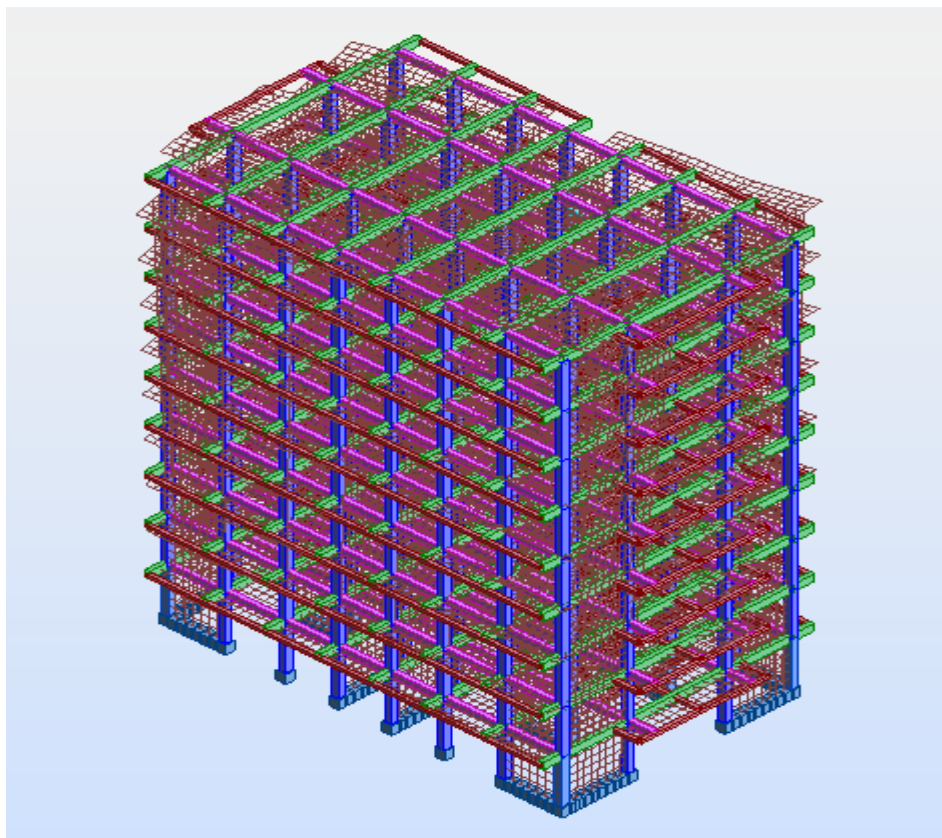


Figure IV-13 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**).

E. Calcul de la force sismique statique :

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

$$V = V_{xstatique} = V_{ystatique} = \frac{0.2 \times 1.93 \times 1.2}{5} \times 51818.4308 = 4800.46 \text{ KN}$$

F. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau IV-4 : Les réactions à la base

	ΣF_x	ΣF_y
Ex	2443.6133	141.2709
Ey	150.6835	3044.7203

$$V_{Xdynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2447.693 \text{ KN}$$

$$V_{Ydynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3048.446 \text{ KN}$$

Tableau IV-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

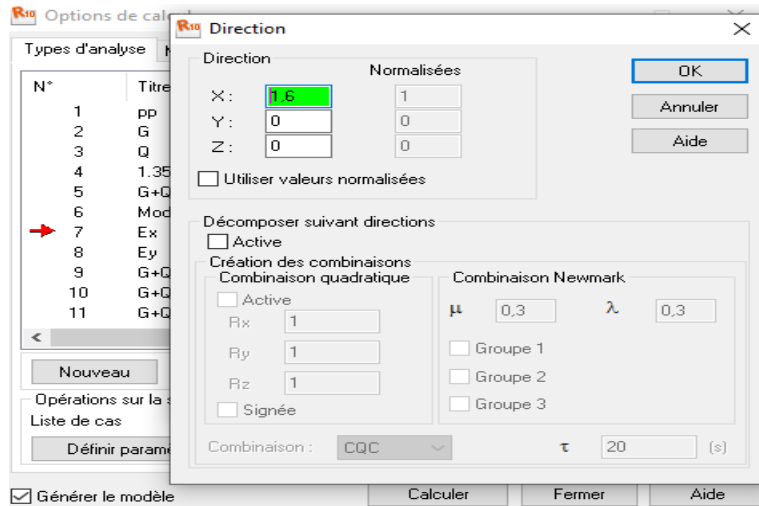
	$V_{dynamique} \text{ (KN)}$	$V_{statique} \text{ (KN)}$	$0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
Ex	2447.693	4800.46	Condition non vérifiée
Ey	3048.446	4800.46	Condition non vérifiée

Sens longitudinale :

$$\frac{V_{xd}}{V_{xs}} = \frac{2447.693}{4800.46} = 0.5$$

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

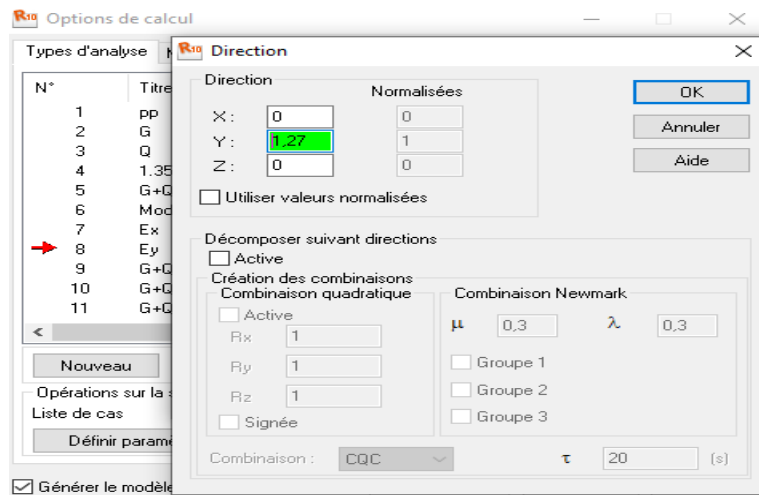
$\frac{0.8}{0.5} = 1.6$ Majorons l'effort sismique dans la direction E_x par 1.6



Sens transversale :

$$\frac{V_{yd}}{V_{ys}} = \frac{3048.446}{4800.46} = 0.63$$

$\frac{0.8}{0.63} = 1.27$ Majorons l'effort sismique dans la direction E_y par 1.27



$$V_{Xdynamique} = 2447.693 \times 1.6 = 3916.3 \text{ KN}$$

$$V_{Ydynamique} = 3048.446 \times 1.27 = 3871.52 \text{ KN}$$

Tableau IV-6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
E_x	3916.3	4800.46	Condition vérifiée
E_y	3871.52	4800.46	Condition vérifiée

G. Vérification de déplacement :

➤ **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'RPA99 /version2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV-7 : Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 7	Ex									
Etage 1	0,1	1013	0,0	2801	0,1	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,2	1433	0,0	2866	0,1	0,0	0,1	10317	0,0	9129
Etage 3	0,3	1643	0,0	2896	0,2	0,0	0,2	3688	0,0	1643
Etage 4	0,5	1853	0,0	2960	0,2	0,0	0,3	3872	0,0	1853
Etage 5	0,8	2063	0,0	3024	0,2	0,0	0,5	4056	0,0	1956
Etage 6	1,0	2273	0,0	13760	0,2	0,0	0,7	4240	0,0	2166
Etage 7	1,2	2483	0,0	13932	0,3	0,0	0,9	4424	0,0	28531
Etage 8	1,4	2693	0,1	14104	0,3	0,1	1,2	4610	0,0	30225
Etage 9	1,6	157	0,1	12897	0,3	0,1	1,4	133	0,0	18414
Cas 8	Ey									
Etage 1	0,0	14249	0,0	195	0,0	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	14472	0,1	285	0,0	0,1	0,0	26	0,0	9128
Etage 3	0,0	328	0,3	1509	0,0	0,1	0,0	219	0,1	9268
Etage 4	0,0	410	0,4	1807	0,0	0,2	0,0	300	0,3	5995
Etage 5	0,0	492	0,6	2020	0,0	0,2	0,0	382	0,4	6307
Etage 6	0,0	574	0,8	11889	0,0	0,2	0,0	464	0,6	6619
Etage 7	0,0	656	0,9	12141	0,0	0,2	0,0	545	0,7	6931
Etage 8	0,0	706	1,1	10622	0,0	0,2	0,0	627	0,9	7242
Etage 9	0,0	156	1,3	152	0,0	0,2	0,0	83	1,1	5362

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

Cas 9	G+Q+Ex									
Etage 1	0,1	5165	0,0	2769	0,1	0,0	0,0	1	-0,0	2793
Etage 2	0,2	5757	0,0	2833	0,1	0,1	0,1	50	-0,0	2857
Etage 3	0,3	1681	0,0	2897	0,2	0,1	0,2	231	-0,0	2921
Etage 4	0,5	1891	0,0	2961	0,2	0,1	0,3	313	-0,0	2985
Etage 5	0,8	2099	0,0	3025	0,2	0,1	0,5	395	-0,0	3049
Etage 6	1,0	2309	0,1	3089	0,2	0,1	0,7	477	-0,0	3113
Etage 7	1,2	2519	0,0	3153	0,3	0,1	0,9	559	-0,0	3177
Etage 8	1,4	2694	0,1	13977	0,3	0,1	1,2	641	-0,0	3262
Etage 9	1,6	157	0,1	205	0,2	0,1	1,4	4917	-0,0	4976
Cas 10	G+Q-Ex									
Etage 1	0,0	1	0,0	2762	0,1	0,0	-0,1	5235	-0,0	2801
Etage 2	-0,1	64	0,0	2826	0,1	0,1	-0,2	1426	-0,0	2866
Etage 3	-0,2	238	0,0	2890	0,2	0,1	-0,3	1641	-0,0	2930
Etage 4	-0,3	320	0,0	2954	0,2	0,1	-0,5	1851	-0,0	2994
Etage 5	-0,5	402	0,0	3018	0,2	0,1	-0,8	2061	-0,0	3058
Etage 6	-0,7	484	0,0	3082	0,2	0,1	-1,0	578	-0,0	3122
Etage 7	-0,9	566	0,0	3146	0,3	0,1	-1,2	2482	-0,0	3186
Etage 8	-1,1	648	0,0	3210	0,3	0,1	-1,4	2687	-0,1	14104
Etage 9	-1,4	4795	-0,0	18412	0,3	0,1	-1,6	164	-0,1	12893
Cas 11	G+Q+Ey									
Etage 1	0,0	5227	0,0	3309	0,0	0,0	-0,0	5097	0,0	1
Etage 2	0,0	5692	0,1	3676	0,0	0,1	-0,0	5817	0,0	7794
Etage 3	0,0	6004	0,3	316	0,0	0,1	-0,0	5971	0,1	214
Etage 4	0,0	6303	0,4	398	0,0	0,2	-0,0	6440	0,2	296
Etage 5	0,0	4340	0,6	488	0,0	0,2	-0,0	6752	0,4	378
Etage 6	0,0	574	0,8	570	0,0	0,2	-0,0	7064	0,6	460
Etage 7	0,0	656	0,9	4637	0,0	0,2	0,0	7376	0,7	542
Etage 8	0,0	706	1,1	2647	0,0	0,2	0,0	7696	0,9	624
Etage 9	0,0	5307	1,3	1082	0,0	0,2	-0,0	5437	1,1	79
Cas 12	G+Q-Ey									
Etage 1	0,0	5027	0,0	2769	0,0	0,1	-0,0	5157	-0,0	2800
Etage 2	0,0	5747	-0,0	2834	0,0	0,1	-0,0	5622	-0,1	1467
Etage 3	0,0	11193	-0,1	9272	0,0	0,1	-0,0	5934	-0,3	1677
Etage 4	0,0	6316	-0,2	316	0,0	0,2	-0,0	6246	-0,4	3010
Etage 5	0,0	6628	-0,4	402	0,0	0,2	-0,0	500	-0,6	3074
Etage 6	0,0	6940	-0,6	484	0,0	0,2	-0,0	582	-0,8	3138
Etage 7	0,0	7252	-0,7	566	0,0	0,2	-0,0	664	-0,9	3202
Etage 8	0,0	7564	-0,9	648	0,0	0,2	-0,0	714	-1,1	143
Etage 9	0,0	5307	-1,1	133	0,0	0,2	-0,0	5437	-1,3	4977

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

Cas 13	G+Q+1.2Ex									
Etage 1	0,1	5165	0,0	2769	0,1	0,0	0,0	1	-0,0	2793
Etage 2	0,2	1471	0,0	2833	0,2	0,1	0,1	50	-0,0	2857
Etage 3	0,4	1681	0,0	2897	0,2	0,1	0,2	231	-0,0	2921
Etage 4	0,6	1889	0,1	2961	0,3	0,1	0,4	313	-0,0	2985
Etage 5	0,9	2099	0,1	3025	0,3	0,1	0,6	395	-0,0	3049
Etage 6	1,2	2309	0,1	3089	0,3	0,1	0,9	477	-0,0	3113
Etage 7	1,4	661	0,1	3153	0,3	0,1	1,1	559	-0,0	3198
Etage 8	1,7	2694	0,1	13977	0,3	0,1	1,4	641	-0,0	3262
Etage 9	1,9	157	0,1	205	0,3	0,1	1,6	4915	-0,0	4976
Cas 14	G+Q-1.2Ex									
Etage 1	0,0	1	0,0	2762	0,1	0,0	-0,1	5235	-0,0	2801
Etage 2	-0,1	64	0,0	2826	0,2	0,1	-0,2	1426	-0,0	2866
Etage 3	-0,2	238	0,0	2890	0,2	0,1	-0,4	1641	-0,0	2930
Etage 4	-0,4	320	0,0	2954	0,2	0,1	-0,6	1851	-0,0	2994
Etage 5	-0,6	402	0,0	3018	0,3	0,1	-0,9	496	-0,1	3058
Etage 6	-0,9	484	0,0	3082	0,3	0,1	-1,2	578	-0,1	3122
Etage 7	-1,1	566	0,0	3146	0,3	0,1	-1,4	2482	-0,1	13932
Etage 8	-1,4	648	0,0	3210	0,3	0,1	-1,7	2693	-0,1	14104
Etage 9	-1,6	4793	-0,0	18412	0,3	0,1	-1,9	164	-0,1	12893
Cas 15	G+Q+1.2Ey									
Etage 1	0,0	5227	0,1	3309	0,0	0,1	-0,0	5097	0,0	1
Etage 2	0,0	5692	0,2	3676	0,0	0,1	-0,0	5817	0,0	7795
Etage 3	0,0	6004	0,3	316	0,0	0,2	-0,0	5971	0,2	214
Etage 4	0,0	6303	0,5	4081	0,0	0,2	-0,0	6440	0,3	296
Etage 5	0,0	492	0,7	488	0,0	0,2	-0,0	6752	0,5	378
Etage 6	0,0	574	0,9	27540	0,0	0,2	0,0	7064	0,7	460
Etage 7	0,0	656	1,1	4637	0,0	0,2	0,0	7376	0,9	542
Etage 8	0,0	706	1,3	2647	0,0	0,2	0,0	7696	1,1	624
Etage 9	0,0	5307	1,5	152	0,0	0,2	-0,0	5437	1,3	79
Cas 16	G+Q-1.2Ey									
Etage 1	0,0	5027	0,0	2770	0,0	0,1	-0,0	14304	-0,1	955
Etage 2	0,0	5747	-0,0	9131	0,0	0,1	-0,0	5622	-0,2	1388
Etage 3	0,0	11193	-0,1	9272	0,0	0,2	-0,0	5934	-0,3	293
Etage 4	0,0	6315	-0,3	9412	0,0	0,2	-0,0	6246	-0,5	3014
Etage 5	0,0	6628	-0,5	402	0,0	0,2	-0,0	492	-0,7	3074
Etage 6	0,0	6940	-0,7	484	0,0	0,2	-0,0	582	-0,9	3138
Etage 7	0,0	7252	-0,9	566	0,0	0,2	-0,0	664	-1,1	3202
Etage 8	0,0	7564	-1,1	648	0,0	0,2	-0,0	714	-1,3	91
Etage 9	0,0	5307	-1,3	147	0,0	0,2	-0,0	5437	-1,5	4969

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

Cas 17	0.8G+Ex									
Etage 1	0,1	4	0,0	2768	0,1	0,0	0,0	1	-0,0	2814
Etage 2	0,2	1471	0,0	2833	0,1	0,0	0,1	50	-0,0	2857
Etage 3	0,3	1679	0,0	2897	0,2	0,0	0,2	231	-0,0	2921
Etage 4	0,5	1889	0,0	2961	0,2	0,0	0,3	313	-0,0	2985
Etage 5	0,8	2099	0,0	3025	0,2	0,0	0,5	395	-0,0	3049
Etage 6	1,0	2274	0,0	3089	0,2	0,0	0,7	477	-0,0	3113
Etage 7	1,2	2484	0,0	665	0,3	0,1	0,9	559	-0,0	3198
Etage 8	1,4	2694	0,1	13977	0,3	0,1	1,2	641	-0,0	3262
Etage 9	1,6	157	0,1	205	0,2	0,1	1,4	133	0,0	1116
Cas 18	0.8G-Ex									
Etage 1	0,0	1	0,0	2762	0,1	0,0	-0,1	1006	-0,0	2801
Etage 2	-0,1	3447	0,0	2826	0,1	0,0	-0,2	1426	-0,0	2866
Etage 3	-0,2	238	0,0	2890	0,2	0,0	-0,3	1641	-0,0	2930
Etage 4	-0,3	320	0,0	2954	0,2	0,0	-0,5	1851	-0,0	2994
Etage 5	-0,5	402	0,0	3018	0,2	0,0	-0,8	496	-0,0	3058
Etage 6	-0,7	484	0,0	3082	0,2	0,0	-1,0	2272	-0,0	3122
Etage 7	-0,9	566	0,0	3146	0,3	0,1	-1,2	2477	-0,0	13932
Etage 8	-1,1	648	0,0	3209	0,3	0,1	-1,4	2693	-0,1	14104
Etage 9	-1,4	4793	-0,0	18412	0,3	0,1	-1,6	164	-0,1	12893
Cas 19	0.8G+Ey									
Etage 1	0,0	14248	0,0	3309	0,0	0,0	-0,0	5097	0,0	1
Etage 2	0,0	5692	0,1	3676	0,0	0,1	-0,0	5817	0,0	7795
Etage 3	0,0	5991	0,3	316	0,0	0,1	-0,0	11141	0,1	214
Etage 4	0,0	4156	0,4	4081	0,0	0,2	-0,0	11393	0,2	296
Etage 5	0,0	492	0,6	488	0,0	0,2	-0,0	11646	0,4	378
Etage 6	0,0	574	0,8	27540	0,0	0,2	0,0	11898	0,6	460
Etage 7	0,0	656	0,9	4637	0,0	0,2	0,0	7376	0,7	542
Etage 8	0,0	706	1,1	2647	0,0	0,2	0,0	7696	0,9	624
Etage 9	0,0	5307	1,3	152	0,0	0,2	-0,0	5437	1,1	79
Cas 20	0.8G-Ey									
Etage 1	0,0	5027	0,0	2770	0,0	0,1	-0,0	14304	-0,0	955
Etage 2	0,0	5747	-0,0	9131	0,0	0,1	-0,0	5622	-0,1	1388
Etage 3	0,0	11193	-0,1	9271	0,0	0,1	-0,0	5934	-0,3	293
Etage 4	0,0	6315	-0,2	9412	0,0	0,2	-0,0	418	-0,4	3014
Etage 5	0,0	6628	-0,4	402	0,0	0,2	-0,0	500	-0,6	3074
Etage 6	0,0	6940	-0,6	484	0,0	0,2	-0,0	582	-0,7	3138
Etage 7	0,0	7252	-0,7	566	0,0	0,2	-0,0	664	-0,9	3206
Etage 8	0,0	7563	-0,9	648	0,0	0,2	-0,0	714	-1,1	85
Etage 9	0,0	5307	-1,1	147	0,0	0,2	-0,0	5437	-1,3	1112

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3,23\text{cm}$ et $dU_y < 3,23\text{ cm}$.

H. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon l'**RPA 99/version2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 5, 9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »,

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

❖ Sens longitudinal :

Tableau V-8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinale.

Niveau	Wi (kN)	P _k	Δ _k (cm)	V _k (kN)	h _k (cm)	θ
RDC	3736.7093	33333.8054	0.0	2443.6133	323	0.0
E1	3711.2591	29597.0961	0.1	2110.1855	323	0.0043
E2	3711.2591	25885.837	0.0	1699.2192	323	0.0
E3	3711.2591	22174.5779	0.0	1318.3799	323	0.0
E4	3711.2591	18463.3188	0.0	965.0984	323	0.0
E5	3711.2591	14752.0597	0.0	640.9186	323	0.0
E6	3711.2591	11040.8006	0.1	315.6053	323	0.0554
E7	3711.2591	7329.5415	0.0	61.6996	323	0.0
E8	3618.2824	3618.2824	-	576.8205	323	-

❖ Sens transversale :

Tableau V-9 :Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale.

Niveau	Wi (kN)	P _k	Δ _k (cm)	V _k (kN)	hi (cm)	θ
RDC	3736.7093	33333.8054	0.1	3044.7203	323	0,00338
E1	3711.2591	29597.0961	0.0	3020.0003	323	0.0
E2	3711.2591	25885.837	0.0	2906.6728	323	0.0
E3	3711.2591	22174.5779	0.1	2710.8580	323	0.00253
E4	3711.2591	18463.3188	0.0	2464.0891	323	0.0
E5	3711.2591	14752.0597	0.0	2186.3134	323	0.0
E6	3711.2591	11040.8006	0.0	1856.4790	323	0.0
E7	3711.2591	7329.5415	0.0	1420.7227	323	0.0
E8	3618.2824	3618.2824	-	900.4599	323	-

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structuraux.

I. Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA99/version2003**.

± **0,05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens-X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times Lx_i$

Sens-Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times Ly_i$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Niveau	Masses (kg)	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité calculé		Excentricité accidentel max	
		$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	321833,46	12.65	7.61	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 1	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 2	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 3	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 4	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 5	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 6	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 7	319288,45	12.65	7.60	12.64	7.58	0,01	0,03	1,44	0,90
Etage 8	309990,77	12.65	7.54	12.65	7.58	0,00	0,03	1,44	0,90

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans les 2 directions. Donc **la condition est vérifiée.**

J. Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

❖ Sens longitudinal :

Tableau V-11 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
51656.2881	28.80	14.4	743850.5486	113582.003	6.54	Condition vérifiée

❖ Sens transversal :

Tableau V-12 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
51656.2881	18.05	9.025	466198.0001	282046.443	1.65	Condition vérifiée

✓ Finalement :

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2 Etude de ferrailage des poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

Tableau. V-1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

V.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm E$(ACC)

V.2.2 Calcul du ferrailage longitudinal :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de **0,8 % (zone II)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas **dépasser 25 cm (zone II)**.

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

V.2.3 Calcul des armatures transversales :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

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 (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$.

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

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h_1}{35}; \frac{b_1}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales.

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal (zone II)} \dots \dots \dots \text{RPA99 / version 2003}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

A. Ferrailage des poteaux :

➤ Poteau 45×50 :

Notre exemple de calcul sera un poteau 45×50 cm² qui se trouve au niveau du RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X ey Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moment fléchissant My et Mz.

Armatures longitudinales :

- ELU :

$$\begin{cases} Nu(\text{min}) = 691.92 \text{ KN} \\ My(\text{max}) = 28,97 \text{ KN.m} \\ Mz(\text{max}) = 49,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 2,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$d' = 50 - 2 \times d = 45 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_y = \frac{M_{uy(\text{max})}}{N_{u(\text{min})}} = \frac{28,97}{691,92} = 0.0418 \text{ m} = 4.18 \text{ cm}$$

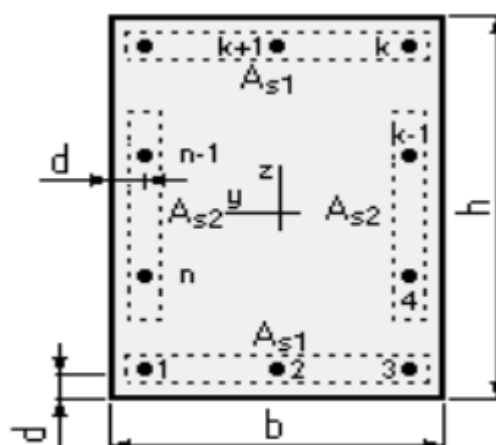


Figure V-1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux

$$e_z = \frac{M_{uz(max)}}{N_{u(min)}} = \frac{49,57}{691,92} = 0,0716 \text{ m} = 7,16 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e_y + \frac{h}{2} - 2 \times d = 4,18 + \frac{50}{2} - 5 = 24,18 \text{ cm}$$

$$e_{az} = e_z + \frac{h}{2} - 2 \times d = 7,16 + \frac{50}{2} - 5 = 27,16 \text{ cm}$$

➤ **Moment fictive M_a :**

$$M_{ay} = N_{Umin} \times e_{ay} = 691,92 \times 10^{-3} \times 0,24 = 0,167 \text{ MN.m} = 167 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_{Umin} \times e_{az} = 691,92 \times 10^{-3} \times 0,27 = 0,187 \text{ MN.m} = 187 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des conditions :**

$$N_u \times (d - c) - M_{uy} = 0,109 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(a) (y)}$$

$$N_u \times (d - c) - M_{uz} = 0,089 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(b) (z)}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{2 \times d}{b}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} = 0,394 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(c)}$$

(a) < (c) → Section partiellement comprimée.

(b) < (c) → Section partiellement comprimée.

➤ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_z = \frac{M_{ay}}{b \times (d')^2 \times f_{bu}} = \frac{0,167}{0,45 \times (0,45)^2 \times 14,2} = 0,129 < 0,392$$

Donc : La section est simplement armée donc $A'_{u1} = 0$

$$\mu_y = \frac{M_{az}}{b \times (d')^2 \times f_{bu}} = \frac{0,187}{0,45 \times (0,45)^2 \times 14,2} = 0,144 < 0,392$$

Donc : La section est simplement armée donc $A'_{u2} = 0$

On a $\mu_z = \mu_y$ donc $A_{s1} = A_{s2}$

➤ **Section d'armature :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,195$$

$$Z = d' \times (1 - 0,4\alpha) = 0,415 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = -6.93 \text{ cm}^2 < 0 \text{ signifie que la section du béton résiste toute seule.}$$

• **ACC :**

$$\begin{cases} N_u(\min) = -92.58 \text{ KN} \\ M_y(\max) = 58.44 \text{ KN.m} \\ M_z(\max) = 44.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{sc} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 18.5 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_y = \frac{M_{uy(\max)}}{N_{u(\min)}} = \frac{58.44}{92.58} = 0.631 \text{ m} = 63.1 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz(\max)}}{N_{u(\min)}} = \frac{44.98}{92.58} = 0.485 \text{ m} = 48.5 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e_y + \frac{h}{2} - 2 \times d = 63.1 + \frac{50}{2} - 5 = 83.1 \text{ cm}$$

$$e_{az} = e_z + \frac{h}{2} - 2 \times d = 48.5 + \frac{50}{2} - 5 = 68.5 \text{ cm}$$

➤ **Moment fictive M_a :**

$$M_{ay} = N_{U\min} \times e_{ay} = 92.58 \times 0.831 = 76.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_{U\min} \times e_{az} = 92.58 \times 0.685 = 63.42 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des conditions :**

$$N_u \times (d - c) - M_{uy} = 0.039 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(a) (y)}$$

$$N_u \times (d - c) - M_{uz} = 0.026 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(b) (z)}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{2 \times d}{b} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu} = 0.514 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(c)}$$

(a) < (c) → Section partiellement comprimée.

(b) < (c) → Section partiellement comprimée.

➤ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_z = \frac{M_{ay}}{b \times (d')^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0769}{0.45 \times (0.45)^2 \times 18.5} = 0.0456 < 0.392$$

Donc : La section est simplement armée donc $A'_{u1} = 0$

$$\mu_y = \frac{M_{az}}{b \times (d')^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0634}{0.45 \times (0.45)^2 \times 18.5} = 0.0376 < 0.392$$

Donc : La section est simplement armée donc $A'_{u2} = 0$

On a $\mu_z = \mu_y$ donc $A_{s1} = A_{s2}$

➤ **Section d'armature :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0583$$

$$Z = d' \times (1 - 0.4\alpha) = 0.439 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = 2.06 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le **BAEL99 révisée 99 (Art A 8.1, 21) :**

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec : **B** : section de béton ; **P** : périmètre de la section en mètre = $2 \times (45+50) = 190 \text{ cm}$

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% 45 \times 50 ; 4\% P)$$

$$A_u (\text{min}) = \max (4.5 ; 7.6) \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 5\% B = 101.25 \text{ cm}^2$$

➤ Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :**

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 4\% B \text{ en zone courant.}$$

$$A_u (\text{max}) = 6\% B \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser : **25 cm** en zone II.

On a : $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$

Donc :

$$A_u (\text{min}) = \max (2.06 ; 4.5 ; 7.6 ; 18) = 18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As1** = 3×HA16 de section 6.03 cm²

$$\text{As2} = 3 \times \text{HA16 de section } 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{totale}) = 6.03 \times 2 + 6.03 \times 2 = 24.13 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

➤ Selon le **BAEL 91 révisée 99** :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_1 \right) = \left(\frac{50}{35}, \frac{45}{10}, 1.6 \right) \rightarrow \varnothing_1 \leq 1.42 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

➤ Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$t \leq 15\varnothing_1 \text{ en zone courante} \rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 15 cm dans la zone courante.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 \varnothing_t** minimum (voir Figure V-2).

10 \varnothing_t = 10 × 1,6 = 16 cm ; alors on adopte longueur de **15 cm**

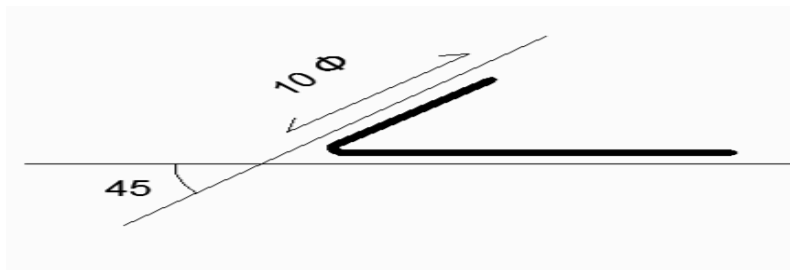


Figure V-2 : Crochet des barres horizontales

➤ **Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de :

40 Φ en zone II.

Φ = 16mm → Lr = 1,6 × 40 = 64 cm ; alors on adopte : Lr = 70cm

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99/ version 2003 (FIG. 7.2)}$$

h' = 60 cm.

➤ **Vérification du risque de flambement :**

Poteaux du RDC : hauteur = 323 cm

Longueur de flambement : $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm}$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\text{Min}} = \frac{l_f}{i_{\text{min}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^3 h}{12bh}}} = \frac{226.1}{\sqrt{\frac{45^3 \times 50}{12 \times 45 \times 50}}} = 17.4 < 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement pour ces poteaux.

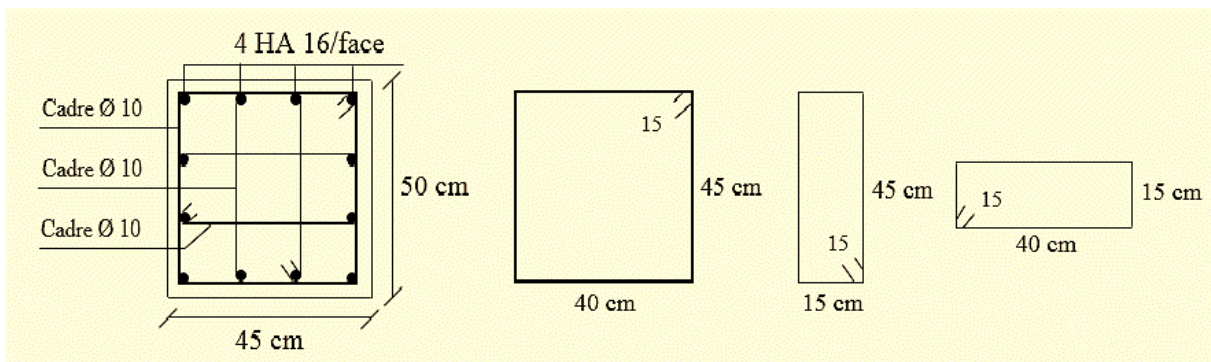


Figure V-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×50 cm²

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010** dans les combinaisons suivantes :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

ACC : G + Q ± 1,2 E

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la **valeur min** de l'effort N appliqué et les **valeurs max** de **My** et **Mz**.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.

Étage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
RDC	45×45	16.2	7.6	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
01	45×45	16.2	7.3	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
02	45×45	16.2	6.7	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
03	45×45	16.2	6.2	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
04	45×45	16.2	5.7	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
05	45×45	16.2	5.3	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
06	45×45	16.2	5.0	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
07	45×45	16.2	4.8	24,13	12×HA16	10	15	Ø10
08	45×45	16.2	6.5	24,13	12×HA16	10	15	Ø10

➤ Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de :

40 Φ en zone II.

Φ = 16mm → L_r = 1,6 × 40 = 64 cm ; alors on adopte : L_r = 70cm

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG. 7.2)}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification du risque de flambement :**

Poteaux du RDC : hauteur = 323 cm

$$\text{Longueur de flambement } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\text{Min}} = \frac{l_f}{i_{\text{min}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^3 h}{12 b h}}} = \frac{226.1}{\sqrt{\frac{45^3 \times 45}{12 \times 45 \times 45}}} = 17.4 < 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement pour ces poteaux.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.1) :

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U superposés formant un carré ou un rectangle** (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

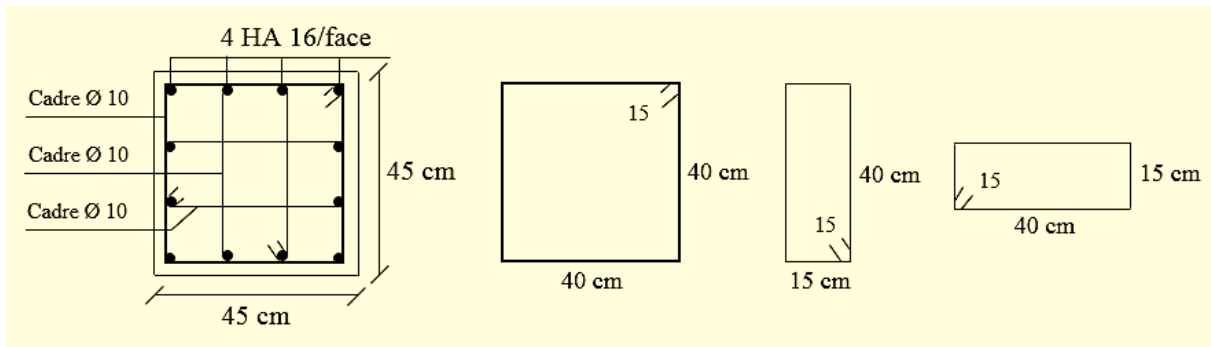


Figure V-4 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×45 cm²

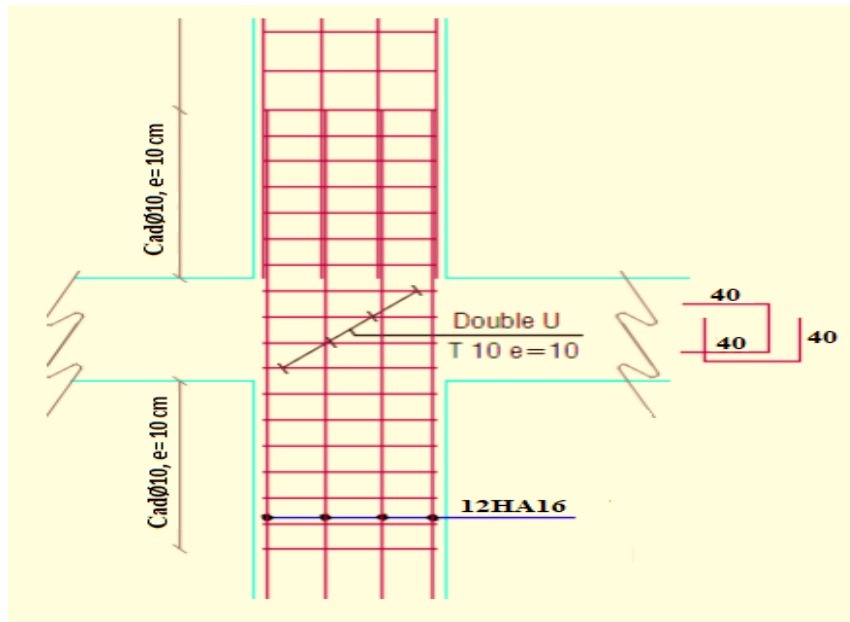


Figure V-5 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 45×45 cm²

V.3 Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

- **Combinaisons d'actions :**

- **B.A.E.L91 révisé 99 :**

Combinaison fondamentale :

- ❖ E.L.U.R : $1,35G + 1,5Q$

- ❖ E.L.S : $G + Q$

- **R.P.A99/2003 :**

Combinaison accidentelle :

- ❖ $G + Q \pm E$

- ❖ $0,8G \pm E$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V.3.1 L'étude des Poutres principales :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

Exemple de calcul des poutres principales du 8^{ème} étage :

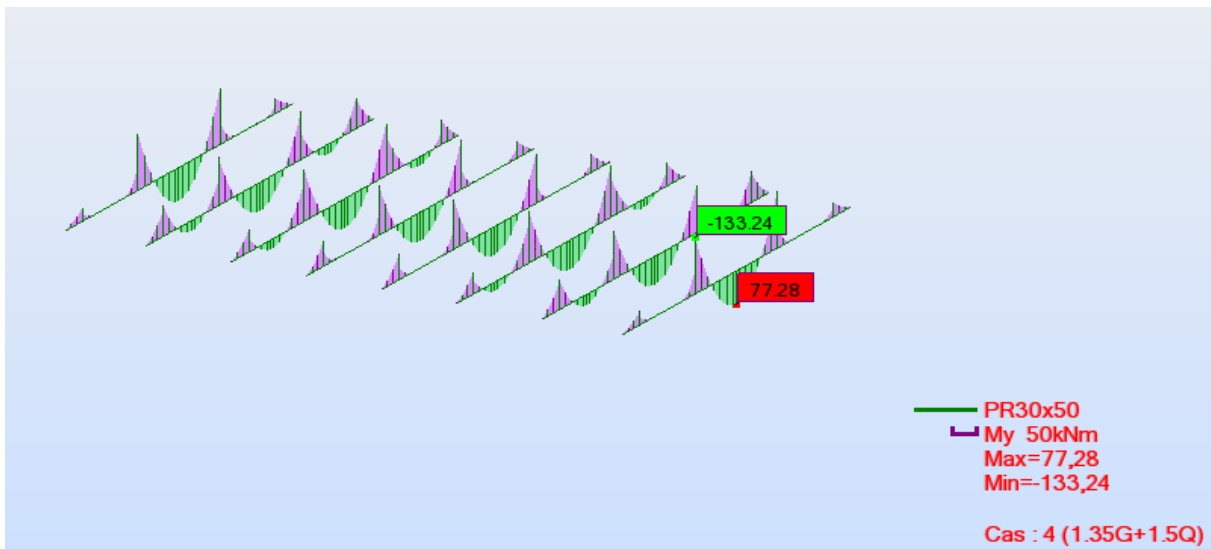


Figure V-6 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8^{ème} étage à l'ELU

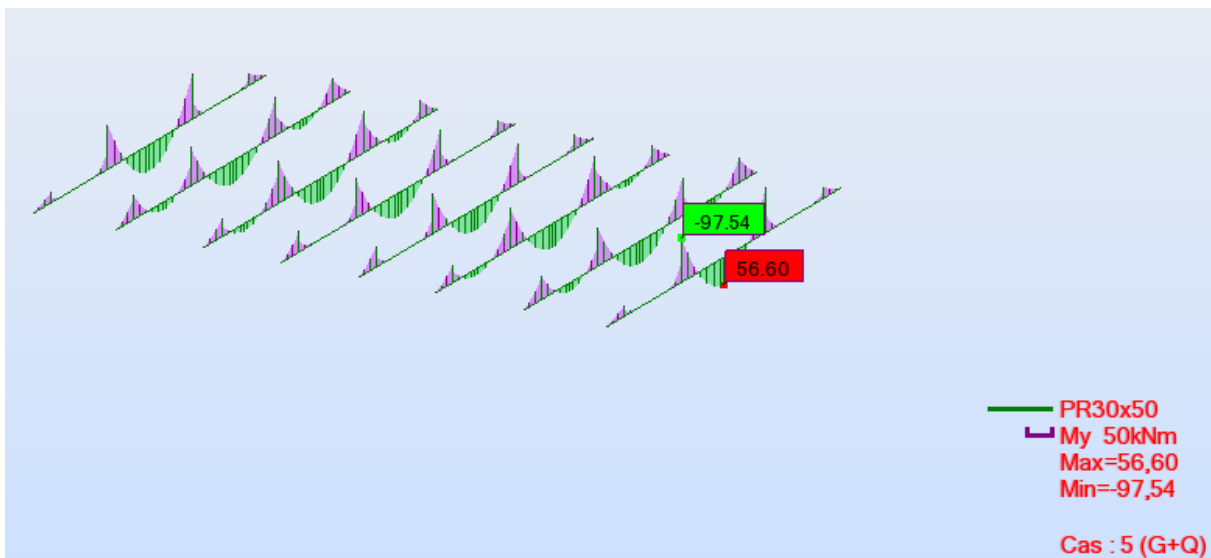


Figure V-7 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8^{ème} étage à l'ELS

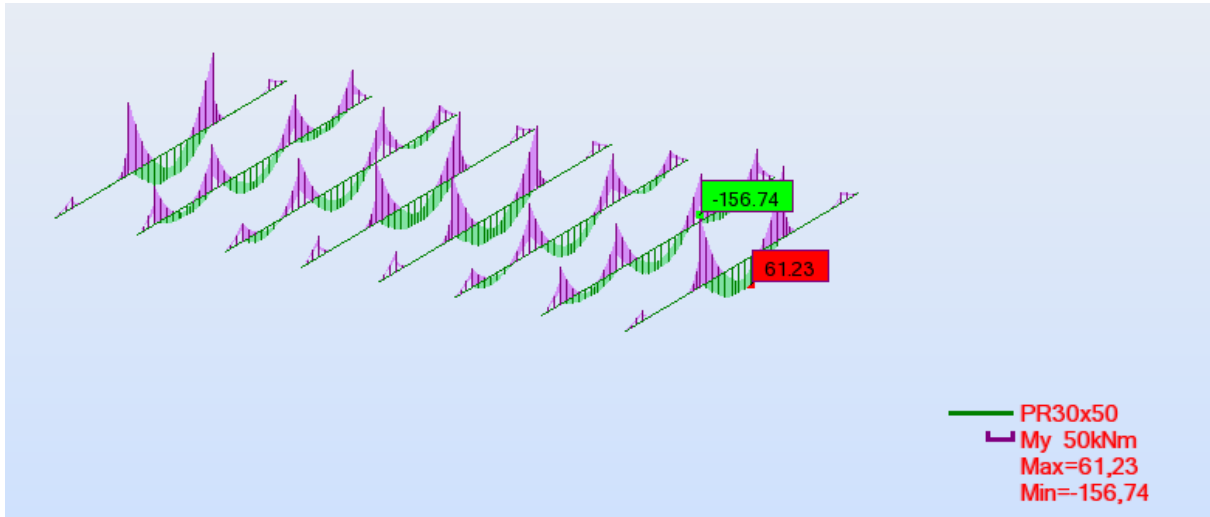


Figure V-8 : Diagramme des moments max des poutres principales au 8^{ème} étage à l'ACC

Tableau V-3 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (8^{ème} étage)

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
30×50	77.28	133.24	56.60	97.54	61.23	156.74

V.3.1.1 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,50 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

► ELU :

• En travée :

$$M_{ut} = 77.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{77.28 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,2} = 0,089$$

$\mu = 0,089 \leq \mu_r = 0,392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,116$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,429m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{77,28 \times 10^6}{429 \times 348} = 517,64 \text{ mm}^2 = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,17 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$M_{uapp} = 133,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{133,24 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,2} = 0,154$$

$\mu = 0,154 \leq \mu_r = 0,392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,210$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,412m$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{133,24 \times 10^6}{412 \times 348} = 929,30 \text{ mm}^2 = 9,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9,29 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400}$$

$A_{\min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

► **ACC :**

• **En travée :**

$$M_{ut} = 61,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{61,23 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 18,5} = 0,054$$

$\mu = 0.054 \leq \mu_r = 0,392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,437m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{61.23 \times 10^6}{437 \times 400} = 350.28 \text{ mm}^2 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.5 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$M_{uapp} = 156.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{156.74 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 18.5} = 0,139$$

$\mu = 0.139 \leq \mu_r = 0,392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,187$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,416m$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{156.74 \times 10^6}{416 \times 400} = 941.94 \text{ mm}^2 = 9.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Finalement :**

$$A_{st} = \max (5.17 ; 3.5) = 5.17 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3×HA16** de section : **6,03 cm²**

$$A_{app} = \max(9.29 ; 9.41) = 9.41 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : **5×HA16** de section : **10.05 cm²**

➤ **Condition du RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : **3×HA16+5×HA16 = 16,08 cm²**

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **En travée :**

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{77.28}{56.60} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

0,116 < 0.43 → Condition vérifiée.

• **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{133.24}{97.54} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

0,210 < 0.43 → Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{MAX}}{b \times d} = \frac{115.96 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.858 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.858 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

V.3.1.2 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{50}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\right) = 1,42 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right) = \min(12,5; 19,2; 30 \text{ cm}) = 12,5 \text{ cm}$

On prend : **St = 10cm.**

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$

On prend : **St = 15cm.**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Øt** minimum.

10Øt = $10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de **20 cm**

➤ **Longueur de la zone nodale :**

h' = $2 \times h = 100 \text{ cm}$ **RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

h' = 100 cm

Tableau V-4 : Résultats de calcul de Ferrailage des poutres principales.

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
8 ^{ème} étage	5.17	6.03	9.41	10.05	3HA16	5HA16
7 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
6 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
5 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
4 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
3 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
2 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16
1 ^{ème} étage	5.80	6.03	9.90	10.05	3HA16	5HA16
RDC	5.80	6.03	9.80	10.05	3HA16	5HA16

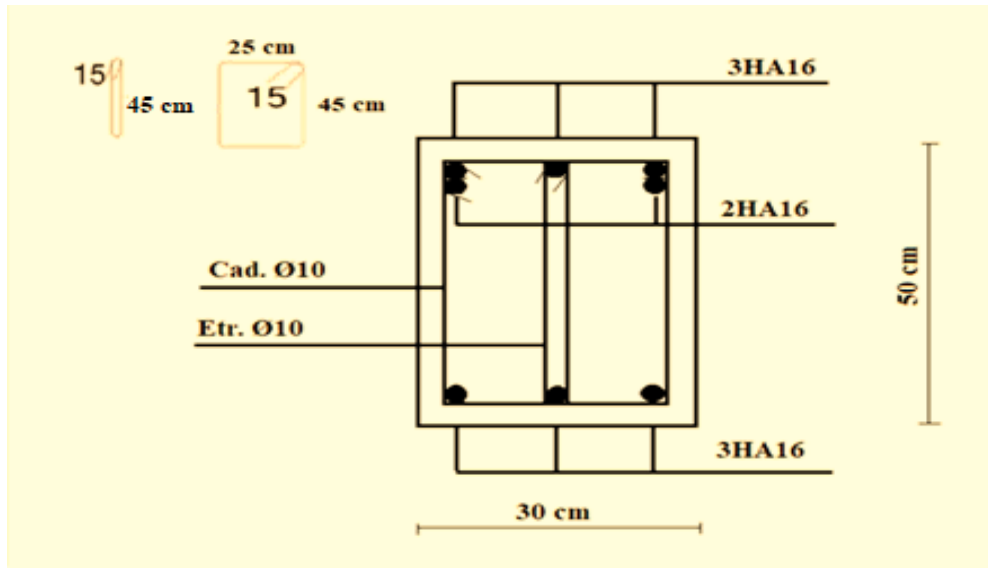


Figure V-9 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis.

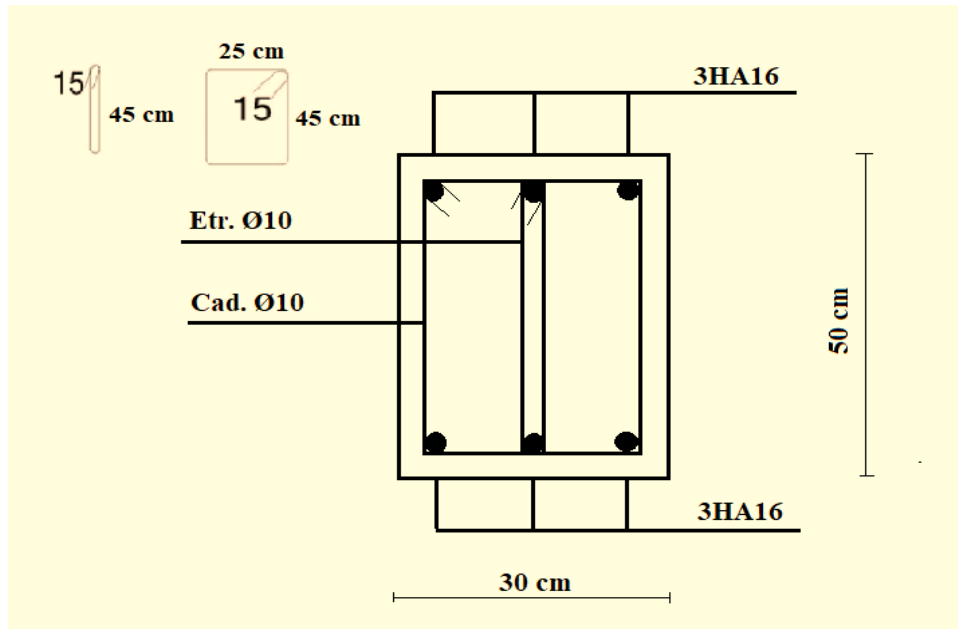


Figure V-10 : Ferrailage des poutres principales au niveau de la travée.

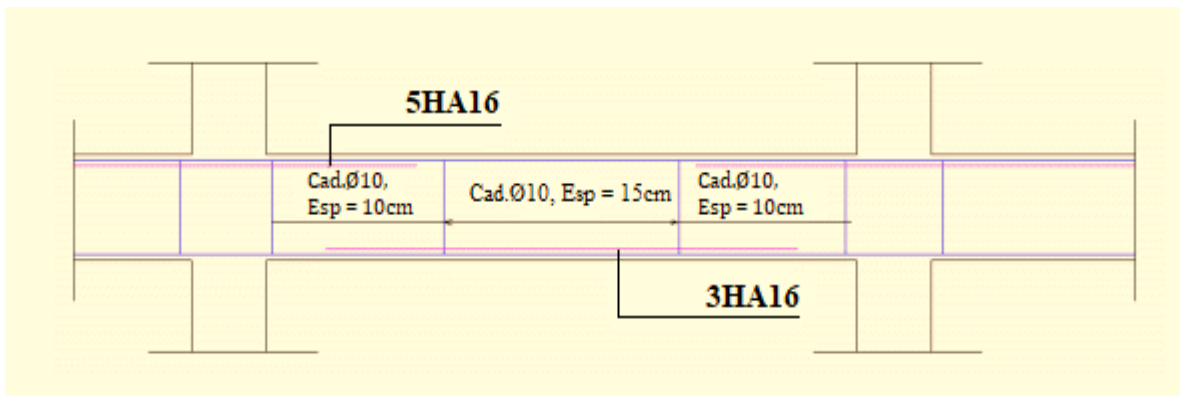


Figure V-11 : Recouvrement des aciers dans la poutre principale.

V.3.2 L'étude des Poutres secondaires :

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau VI-4.

Tableau VI-5 : Résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
8 ^{ème} étage	2.70	3.39	6.10	6.88	3HA12	3HA14+2HA12
7 ^{ème} étage	3.10	4.62	5.40	6.03	3HA14	3HA16
6 ^{ème} étage	3.10	4.62	5.40	6.03	3HA14	3HA16
5 ^{ème} étage	3.10	4.62	5.40	6.03	3HA14	3HA16
4 ^{ème} étage	3.10	4.62	5.40	6.03	3HA14	3HA16
3 ^{ème} étage	2.80	4.62	5.40	6.03	3HA14	3HA16
2 ^{ème} étage	2.40	3.39	5.40	6.03	3HA12	3HA16
1 ^{ème} étage	1.80	3.39	5.40	6.03	3HA12	3HA16
RDC	1.20	3.39	5.40	6.03	3HA12	3HA16

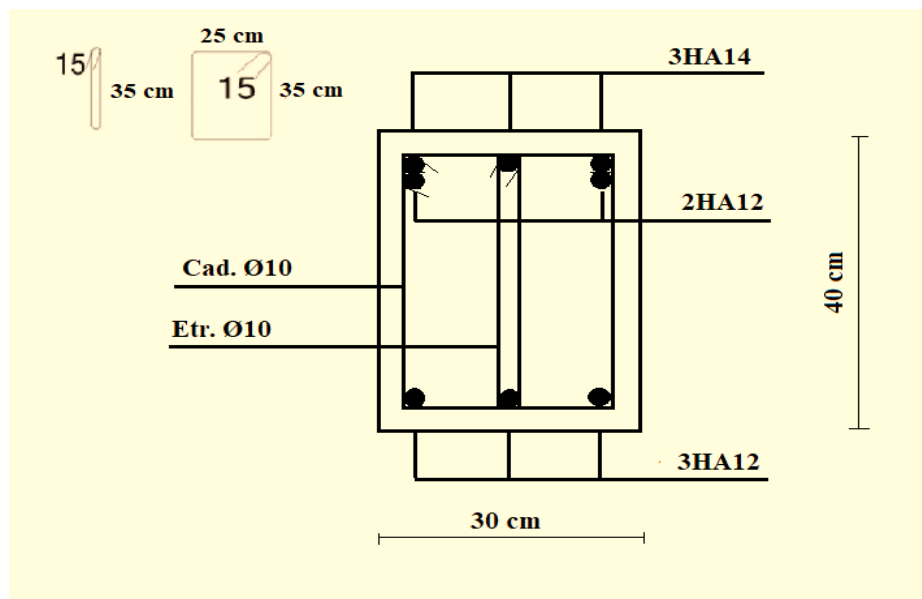


Figure V-12 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 8^{ème} étage

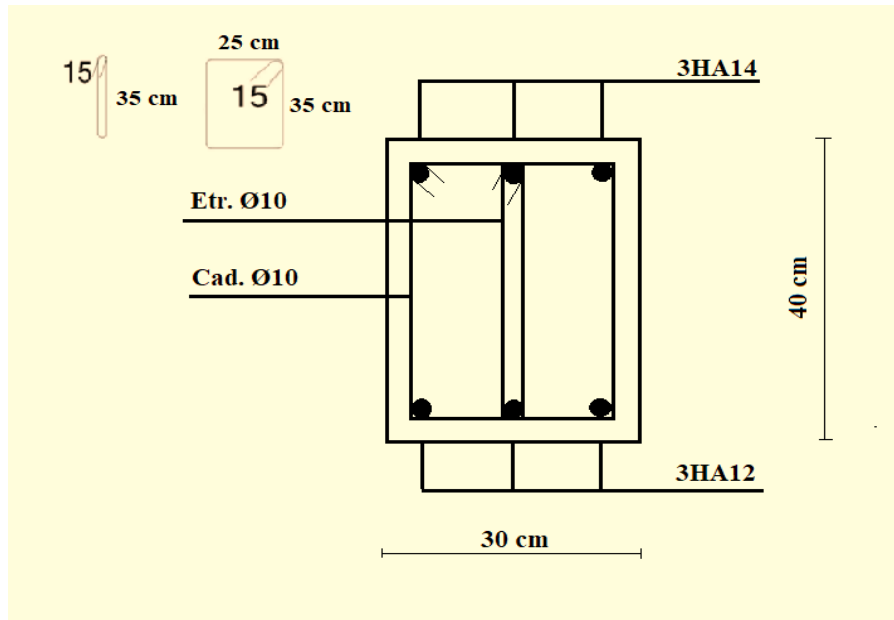


Figure V-13 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 8^{ème} étage

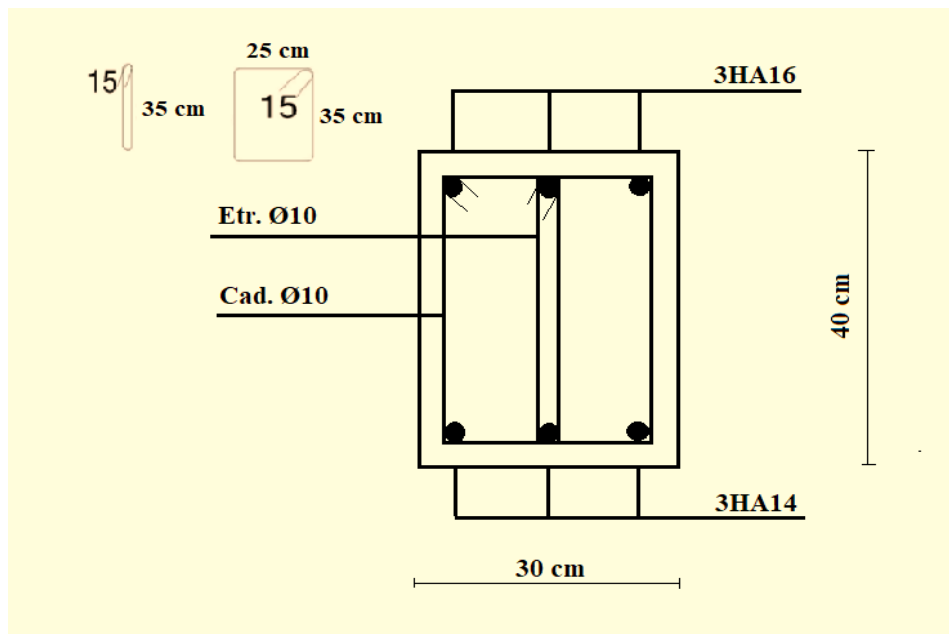


Figure V-14 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 7^{ème} ; 6^{ème} ; 5^{ème} ; 4^{ème} ; 3^{ème} étage

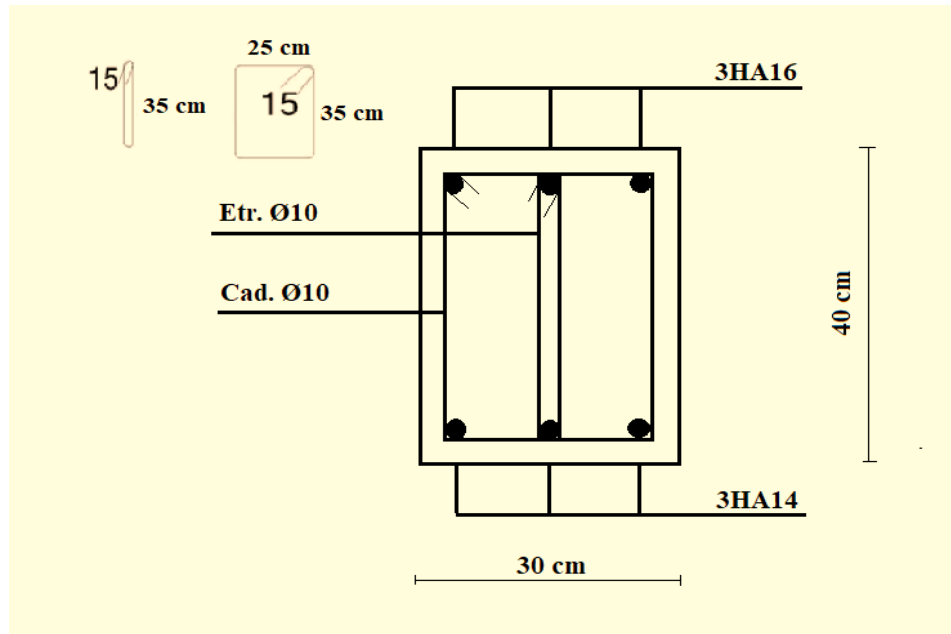


Figure V-15 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 7^{ème} ; 6^{ème} ; 5^{ème} ; 4^{ème} ; 3^{ème} étage

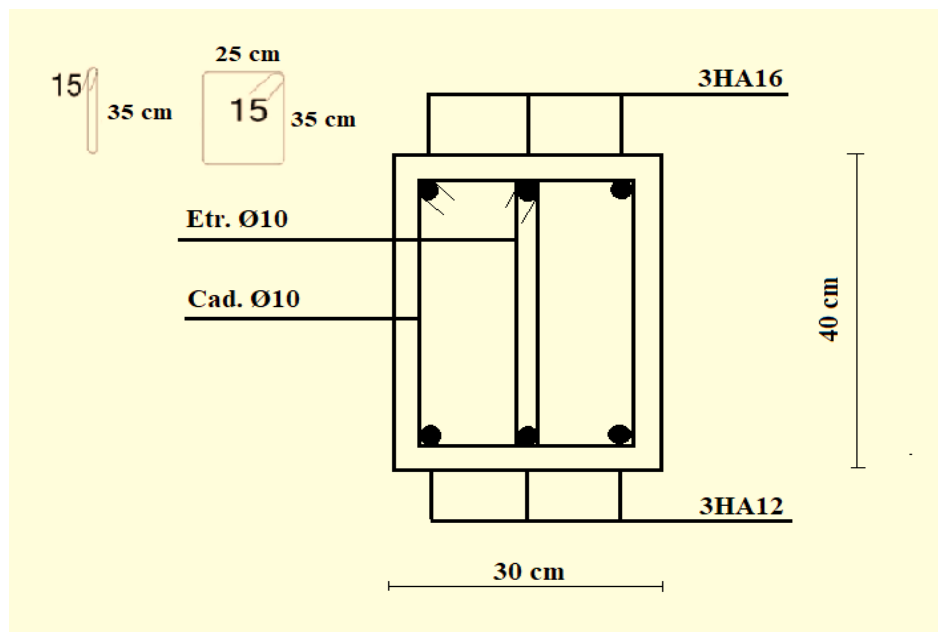


Figure V-16 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau d'appuis pour 2^{ème} ; 1^{ère} étage et RDC.

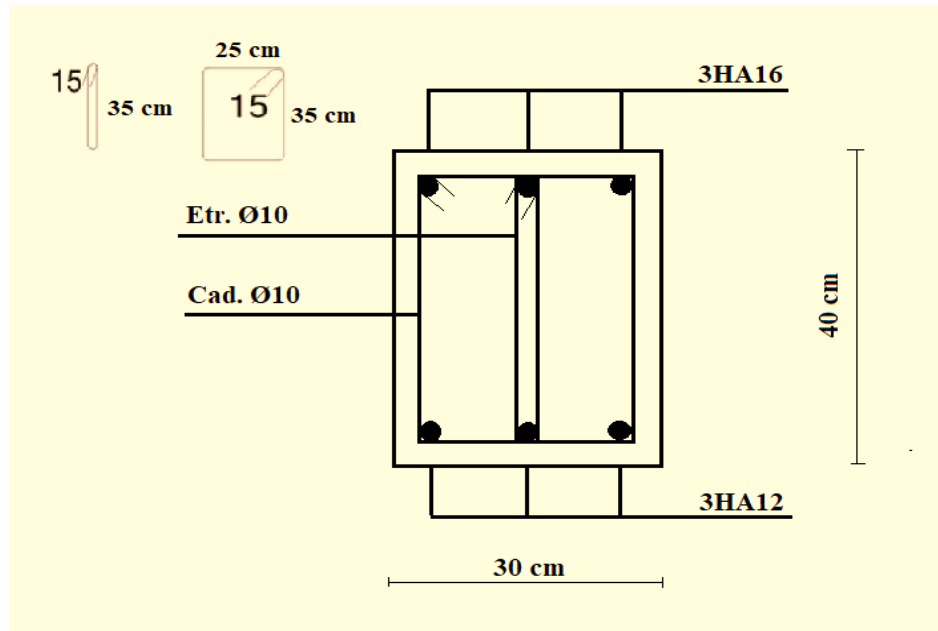


Figure V-17 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau de la travée pour 2^{ème} ; 1^{ère} étage et RDC.

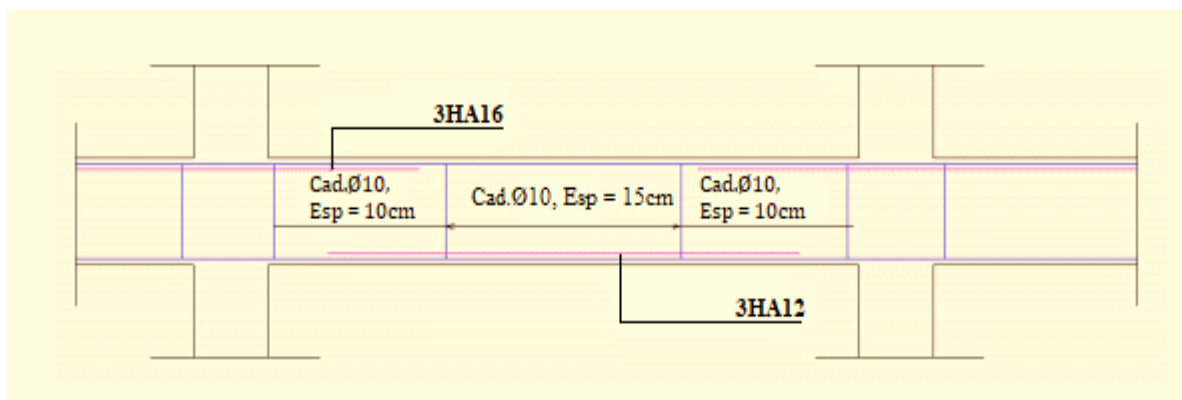


Figure V-18 : Recouvrement des aciers dans la poutre secondaire au niveau de RDC.

V.4 Etude de ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.2 Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.4.3 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.4 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.5 Etapes de calcul :

Le document technique réglementaire BC-2.42 définit les règles de calcul applicables aux parois et murs en béton banché de tous bâtiments, quelle que soit la destination (bâtiment d'habitation, de bureaux, industriels, etc.). Le domaine de validité des règles est déterminé par les paramètres suivants :

- L'épaisseur «a» du voile doit être comprise entre 12 et 120cm. Cette condition est vérifiée puisqu' $a = 20\text{cm}$,
- La longueur du voile doit être supérieure à 5 fois l'épaisseur. La condition est vérifiée puisque la longueur de voile est de 3.90 m.
- La longueur libre de flambement doit être inférieure à 600cm. Condition vérifiée puisque le voile le plus haut présente une hauteur de 323cm : $l_f = 0,7 \times 323 = 226.1\text{cm} < 600\text{cm}$

Toutes les conditions étant conditions vérifiées, on pourra donc déterminer les armatures des voiles conformément aux prescriptions du DTR BC₂₋₄₂.

V.4.6 Ferrailage des voiles transversales :

V.4.6.1.1 Calcul de la contrainte de compression admissible du béton :

La contrainte de compression admissible σ_{b0} des voiles représente une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

$$\sigma_{b0} = \text{Min} \left[(0,45 \alpha \gamma \delta; 0,50 \alpha \beta \gamma \delta) \right] f_{c28}$$

Les expressions analytiques permettant la détermination des différents paramètres sont présentées ci-après :

Le coefficient "α" sera pris égal à :

$$\alpha = \frac{a - \left(\frac{10e}{3} \right)}{a}$$

"e" représente l'excentricité qui se calcule conformément à l'expression suivante :

$$e = \text{Min} \left(1\text{cm}; \frac{l_f}{300} \right)$$

La hauteur des voiles est 3.23 m pour tous les étages, donc :

$$e = \text{Min}\left(1\text{cm}; \frac{l_f}{300}\right) = \text{Min}\left(1\text{cm}; \frac{226.1}{300}\right) = 0,75\text{cm}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{20 - \left(\frac{10 \times 0,75}{3}\right)}{20} = 0,875$$

Vu l'importance de l'ouvrage, un contrôlée régulier sera imposé, la valeur du coefficient γ sera prise égale à 1.

Le coefficient β est donné par la formule suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$$

Soit :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{39.16}{100}\right)^2} = 0,56$$

Tout calcul fait, la contrainte admissible en compression pour l'ensemble des voiles sera donc égale a :

$$\sigma_{b0} = \text{Min}([0,45 \times 0,875 \times 1](25); [0,5 \times 0,875 \times 0,56 \times 1](25)) = 6.13 \text{ MPa}$$

On peut remarquer que le taux de travail admissible utilisé pour les voiles est relativement faible par rapport aux capacités du béton utilisé, il ne représente en effet que 24.52%.

V.4.6.1.2 Sollicitations de calcul dans les voiles :

Nos voiles ont été calculés sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

$$1,35G + 1,5Q$$

Et les valeurs extrêmes ont été observées sous la combinaison accidentelle suivante :

$$G + Q \pm E$$

➤ Exemple de calcul :

Cas 1 : Calcul d'armatures de voile transversale V_T avec N_{\max} et M_{corresp} :

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes :

Effort normal de compression : $N = 2913.2 \text{ KN}$

Moment de flexion (calculé par rapport à sa base) : $M = 1576.9 \text{ KN.m}$

Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

Avec :

S = section du voile

I = inertie maximale.

$$S = 0,2 \times 3.90 = 0,78 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 3.90^3}{12} = 0.99 \text{ m}^4$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs :

$$\sigma_{\max} = \frac{291.32}{0.78} + \left(\frac{157.69}{0.99} \right) \times 1.95 = 684.09 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{291.32}{0.78} - \left(\frac{157.69}{0.99} \right) \times 1.95 = 62.88 \text{ t/m}^2$$

Donc : on a une section entièrement comprimée.

Dans le cas :

Une section entièrement comprimée : $L_c = L$

Une section entièrement tendue : $L_t = L$

Une section partiellement comprimée : $L_t = L \times \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \right)$

➤ **On calcul l'effort N :**

Dans le cas :

Une section entièrement comprimée : $N = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} \right) \times L_c \times e$

Une section entièrement tendue : $N = \left(\frac{\sigma_{\min}}{2} \right) \times L_t \times e$

Une section partiellement comprimée : $N = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} \right) \times L_t \times e$

➤ **La section des armatures verticale :**

Dans le cas :

Une section entièrement comprimée : $A_s = \frac{N}{f_e}$

Une section entièrement tendue : $A_s = \frac{N - B \times f_{bu}}{f_e}$

Une section partiellement comprimée : $A_s = \frac{N}{f_e}$

➤ **Application numérique :**

$$L_c = L$$

$$N = \left(\frac{6440.9 + 628.8}{2} \right) \times 3.9 \times 0.2 = 2913.18 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{2913.18}{40} = 72.83 \text{ cm}^2$$

La section sera équitablement partagée en 2 parts égales sur les deux faces du voile. On aura ainsi par face, une section de **36.42cm²**.

Choix de la section : L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du mur (soit **40 cm**) sans pouvoir excéder **33 cm**. Ainsi on propose la section suivante :

$$A_{v'} = 24\text{HA14} = 36.95 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à placer **7 barres HA14** par mètre linéaire de parement sur les deux faces.

➤ **Espacement :**

Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15 cm**.

Le choix de la section des armatures verticales est **7HA14/ml** de section **10.78 cm²/ml**.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section, cette fois exprimée par mètre linéaire, égale à :

$$A'_H = \frac{A_s}{2} = \frac{9.47}{2} = 4.74 \text{ cm}^2$$

Choix : La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1cm. L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33cm. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$$A'_H = 7HA10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales**

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les 2 nappes pendant le coulage du béton. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ .

$$A_t = 5HA8.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **On calcule la contrainte de cisaillement τ_b :**

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

$$T = 1,4 \times T_{\text{cal}} \text{ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40\%)}$$

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{315.62 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.9} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.4 \text{ MPa} < 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times L_c \times e$$

Avec : **L** = Longueur de la zone du béton comprimé, **e** = épaisseur de voile

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times 390 \times 20 = 15.6 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL91/V99 :**

$$A_{\min} = 0,23 \times e \times d \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 20 \times 290 \times 2.1 / 400 = 7 \text{ cm}^2$$

➤ **DTR B-C 242 :**

$$A_{\min} = 0,001 \times e \times L = 7.8 \text{ cm}^2$$

Avec : **e** = épaisseur du voile ; **L** = longueur du voile

➤ **Disposition des armatures :**

- **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a : $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

$L = 390 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 39 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Tableau V-6 : Calcul d'armatures de voile transversale V_T

Voiles Transversal V_T (L=3.9 m ; e =0.2m ;h = 3.23 m)					
Niveau	RDC	1 ^{ère} étage et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage
N_{max} et $M_{correspondant}$					
M (KN.m)	1576.9	1264.16	729.71	364.88	125.85
N (KN)	2913.2	2680.80	1917.83	1291.87	700.62
σ_{max} (KN/m ²)	6840,89	5926,94	3896,06	2374,95	1146,12
σ_{min} (KN/m ²)	628,86	946,91	1021,45	937,54	650,34
Nature section	EC	EC	EC	EC	EC
Lc ou L _T (cm)	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
N (KN)	2913,2	2680,8	1917,83	1291,87	700,62
As (cm ²)	72,83	67,02	47,95	32,3	17,52
M_{max} et $N_{correspondant}$					
M (KN.m)	1721.5	1471.85	812.24	379.64	163.37
N (KN)	2365.8	2137.46	1654.53	943.48	366.75
σ_{max} (KN/m ²)	6423,91	5639,43	3721,06	1957,37	791,98
σ_{min} (KN/m ²)	-357,76	-158,77	521,33	461,81	148,4
Nature section	PC	PC	EC	EC	PC
Lc ou L _T (cm)	0,23	0,11	3,9	3,9	3,9
N (KN)	139,52	60,29	1654,53	943,48	366,75
As (cm ²)	59,18	53,54	41,36	23,59	9,17
N_{min} et $M_{correspondant}$					
M (KN.m)	1553.89	971.78	507.84	153.54	22.53
N (KN)	1479.1	1358.38	1099.79	761.12	287.50
σ_{max} (KN/m ²)	4956,97	3655,62	2410,28	1278,22	412,97
σ_{min} (KN/m ²)	-1164,41	-172,6	409,7	673,37	324,21
Nature section	PC	PC	EC	EC	EC
Lc ou L _T (cm)	1,2	0,19	3,9	3,9	3,9
N (KN)	455,11	66,18	1099,79	761,12	287,5
As (cm ²)	36,99	33,87	27,49	19,03	7,19
As max (cm ²) (2 nappes)	72.83	67.02	47.15	32.30	17.52
As max (cm ²)	36.42	33.51	23.58	16.15	8.76
A _{min} RPA (cm ²)	15.6	15.6	15.6	15.6	15.6
A _{min} BAEL (cm ²)	7	7	7	7	7
A _{min} DTR (cm ²)	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
A _v adopté (cm ²)	24HA14 = 36.95 cm ²	22HA14 = 33.87 cm ²	21HA12 = 23.75 cm ²	21HA10 = 16.49 cm ²	21HA10 = 16.49 cm ²
A _{H/ml} (cm ²)	7HA10 = 5.5 cm ²	7HA10 = 5.5 cm ²	5HA10 = 3.93 cm ²	4HA10 = 3.14 cm	4HA10 = 3.14 cm

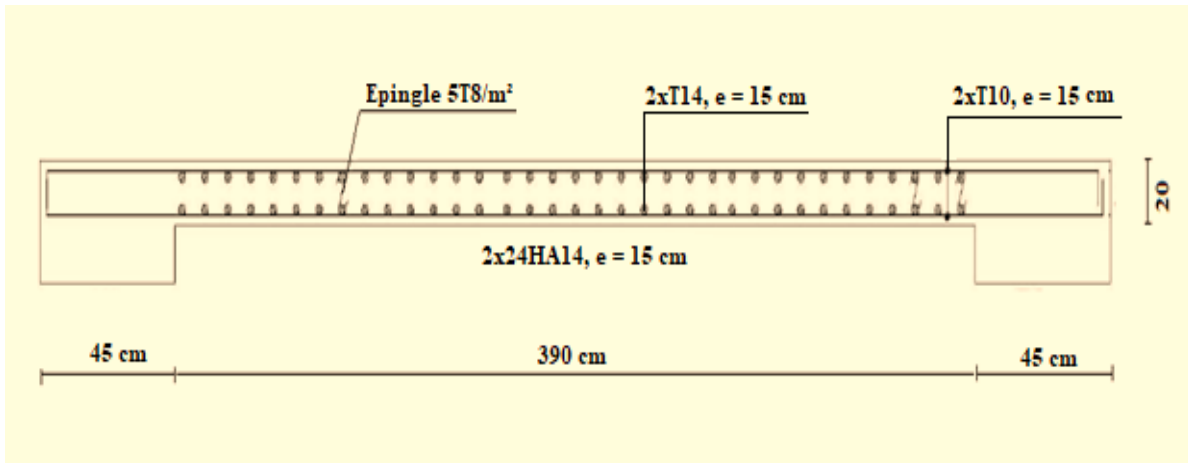


Figure V-19 : Schéma de ferrailage de voile V_T au niveau du RDC.

V.4.7 Ferrailage des voiles longitudinales :

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des voiles longitudinales et les résultats réduits dans le tableau VI-4.

Tableau V-7 : Calcul d'armatures de voile transversale V_L

Voiles Transversal V_L ($L=3.4$ m ; $e=0.2$ m ; $h = 3.23$ m)					
Niveau	RDC	1 ^{ère} étage et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage
N_{max} et $M_{correspondant}$					
M (KN.m)	1350.71	1063.05	492.50	190.25	143.34
N (KN)	2530.38	2374.32	1795.41	1202.84	610.54
σ_{max} (KN/m ²)	7200,25	6229,81	3908,87	2258,92	1267,06
σ_{min} (KN/m ²)	242,05	753,49	1371,75	1278,84	528,64
Nature section	EC	EC	EC	EC	EC
L_C ou L_T (cm)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
N (KN)	2530,38	2374,32	1795,41	1202,84	610,54
A_s (cm ²)	63,26	59,36	44,89	30,07	15,26
M_{max} et $N_{correspondant}$					
M (KN.m)	1338.19	1057.68	499.92	194.33	146.53
N (KN)	2517.01	2364.59	1790.42	1190.36	593.99
σ_{max} (KN/m ²)	7148,34	6201,67	3920,64	2251,08	1250,94
σ_{min} (KN/m ²)	254,63	753,01	1345,3	1249,98	496,09
Nature section	EC	EC	EC	EC	EC
L_C ou L_T (cm)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
N (KN)	2517,01	2364,59	1790,42	1190,36	593,99
A_s (cm ²)	62,93	59,11	44,76	29,76	14,85

N _{min} et M _{correspondant}					
M (KN.m)	1320.57	721.92	305.41	140.29	139.18
N (KN)	2508.17	2077.97	1479.68	884.96	284.83
σ_{max} (KN/m ²)	7089,95	4915,33	2962,66	1662,76	777,36
σ_{min} (KN/m ²)	287,02	1196,35	1389,34	940,06	60,37
Nature section	PC	PC	EC	EC	EC
L _C ou L _T (cm)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
N (KN)	2508,17	2077,97	1479,68	884,96	284,83
A _S (cm ²)	62,7	51,95	36,99	22,12	7,12
A _S max (cm ²) (2 nappes)	63,26	59,36	44,89	30,07	15,26
A _S max (cm ²)	31.63	29.68	22.45	15.04	7.63
A _{min} RPA (cm ²)	13.60	13.60	13.60	13.60	13.60
A _{min} BAEL (cm ²)	7	7	7	7	7
A _{min} DTR (cm ²)	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8
A _v adopté (cm ²)	21HA14 = 32.33 cm ²	21HA14 = 32.33 cm ²	20HA12 = 22.62 cm ²	20HA10 = 15.71 cm ²	20HA10 = 15.71 cm ²
A _{H/ml} (cm ²)	7HA10 = 5.50 cm ²	7HA10 = 5.50 cm ²	5HA10 = 3.93 cm ²	4HA10 = 3.14 cm ²	4HA10 = 3.14 cm ²

➤ **Calcul des armatures verticales :**

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_s = \frac{A_v}{L} = 9.50 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures verticales est **7HA14/ml** de section **10.78 cm²/ml**.

➤ **Espacement :**

Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **15 cm**.

➤ Calcul des armatures horizontales :

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section, cette fois exprimée par mètre linéaire, égale à :

$$A'_H = \frac{A_s}{2} = \frac{9.50}{2} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Choix : La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1cm. L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33cm. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$A'_H = 7HA10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de **15 cm**

➤ Armatures transversales

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les 2 nappes pendant le coulage du béton. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ .

AT = 5HA8.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

- On calcule la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

$T = 1,4 \times T_{\text{cal}}$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{182.15 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.4} = 0.268 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.286 \text{ MPa} < 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times Lc \times e$$

Avec : L = Longueur de la zone du béton comprimé, e = épaisseur de voile

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times 340 \times 20 = 13.6 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL91/V99 :**

$$A_{\min} = 0,23 \times e \times d \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 20 \times 290 \times 2.1 / 400 = 7 \text{ cm}^2$$

➤ **DTR B-C 242 :**

$$A_{\min} = 0,001 \times e \times L = 6.8 \text{ cm}^2$$

Avec : e = épaisseur du voile ; L = longueur du voile

➤ **Disposition des armatures :**

- **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

$L = 340 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 34 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

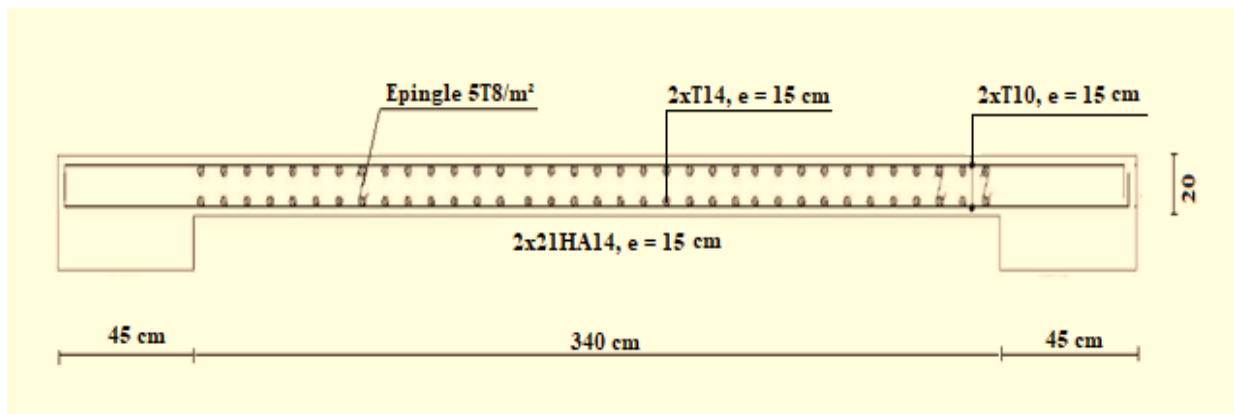


Figure V-20 : Schéma de ferrailage de voile V_L au niveau du RDC

CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1 Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

- **Calcul des fondations :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{sol} : \text{Contrainte du sol.} \\ N : \text{Effort normal appliqué sur la fondation.} \\ S_{néc} : \text{Surface de la fondation.} \end{cases}$$

- **Remarque :**

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{néc} > 50\% S_{bat}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

VI.3 Etude du radier général :

VI.3.1 Pré dimensionnement du radier :

VI.3.1.1 Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{645}{10} = 64.5 \text{ cm}$$

Avec L_{\max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

- **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}, L_{\max} = 6.45 \text{ m} \rightarrow 80.63 \text{ cm} \leq h_r \leq 129 \text{ cm}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=10819\text{MPa}$).

b = Largeur de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 45+10 = 55 cm.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6.45\right)^4 \times \frac{40}{10819}} = 101.67 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $h_r = 120 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$.

VI.3.1.2 Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{645}{20} = 32.25 \text{ cm}$$

Avec L_{\max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{5}, L_{\max} = 6.45 \text{ m} \rightarrow 80.63 \text{ cm} \leq h_d \leq 129 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 85 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

- **Résumé :**

Epaisseur de la dalle du radier : $h_d = 85 \text{ cm}$

$$\text{Les dimensions de la nervure : } \begin{cases} h_N = 120 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.3.1.3 Calcul de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$\sum R_i$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon **l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$N_{\text{ser}} = 57469.85 \text{ KN}$$

$$N_{\text{acc(max)}} = 57472.92 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{57472.92}{180} = 319.29 \text{ m}^2$$

VI.3.1.4 Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 50\text{ cm}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{Tour}} + S_{\text{débord}} = 383.295 + 40.45 = 423.75\text{ m}^2$$

Donc : $423.75\text{ m}^2 > 319.29\text{ m}^2$

VI.3.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = V_u / (b \times d)$ **0,05** $f_{c28} = 1,25\text{ MPa}$

$$V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = \frac{(q_u \times L_{\text{max}})}{2} = \frac{(N_u \times b)}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

Avec :

- $N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 57469.85 + 1,35 \times 9004.69$
- $N_u = 89740.63\text{ KN}$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, **L = 6.45 m**

$$V_u = \frac{(q_u \times L_{\text{max}})}{2} = \frac{89740.63 \times 1}{423.75} \times \frac{6.45}{2} = 682.98\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{682.98}{1 \times 0.765} = 892.78\text{ KN/m}^2 = \mathbf{0.892\text{ MPa}} < \mathbf{1.25\text{ MPa}}$$

→ Pas de risque de cisaillement.

VI.3.1.6 Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$\mathbf{W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r}$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier

$$\mathbf{W} = G_T + G_{\text{rad}} = 51818.43 + 9004.69 = 60823.12\text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3.5\text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 423.75\text{ m}^2$)

60823.12 KN $> 1.5 \times 10 \times 3.5 \times 423.75 = \mathbf{22246.88 \text{ KN}}$

→ Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.3.1.7 Vérification au non poinçonnement :

Selon **BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)** :

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$[\mu_c = (a + h) \times 2 = [(0.55 + 1.2) \times 4] = 7 \text{ m}]$

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité (Nu = 1501.06 KN)

h : Epaisseur totale du radier (85cm)

Donc : $\frac{0.07 \times 7 \times 0.85 \times 25000}{1.5} = 10412.5 \text{ KN} > 1501.06 \text{ KN}$

Donc → pas de risque de poinçonnement.

VI.3.1.8 Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,5.

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$\frac{Ms}{Mr} > 1.5$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

- **Sens longitudinal :**

Tableau VI-1 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
60823.12	28.80	14.4	875852.93	113582.003	7.71	Condition vérifiée

- **Sens transversal :**

Tableau VI-2 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
60823.12	18.05	9.025	548928.66	282046.443	1.95	Condition vérifiée

VI.3.1.9 Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (28.80×18.05) m² avec un débordement de 50 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$X_G = 14.9 \text{ m} \rightarrow I_x = ((14.9 \times 2) \times (9.525 \times 2)^3) / 12 = 17168.01 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 9.525 \text{ m} \rightarrow I_y = ((9.525 \times 2) \times (14.9 \times 2)^3) / 12 = 42010.95 \text{ m}^4$$

VI.3.1.10 Calcul des contraintes sous fondation :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} V$$

M_R : Moment fléchissant dû au séisme.

N_s : Effort dû à G + Q.

σ_m : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times V \leq \sigma_m$$

Avec : $\sigma_m = 1.3 \times \overline{\sigma_{sol}}$

- **Sens transversal :**

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$$N_s = 57469.85 + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 57469.85 + 423.75 \times 0,1 \times 25$$

$$N_s = 57681.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{57681.73}{423.75} + \frac{113582.003}{42010.95} \times 9.525 = 161.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{57681.73}{423.75} - \frac{113582.003}{42010.95} \times 9.525 = 110.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 161.87 + 110.37}{4} = 148.99 < 1.3 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.3 \times 180 = 234 \text{ KN/m}^2$$

→ Condition vérifiée.

- Sens longitudinale :

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{57681.73}{423.75} + \frac{282046.443}{17168.01} \times 14.9 = 380.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{57681.73}{423.75} - \frac{282046.443}{17168.01} \times 14.9 = -108.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 380.9 - 108.66}{4} = 258.51 > 1.3 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.3 \times 180 = 234 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte prise en considération dans les calculs de ferrailage est :

- Sens longitudinale :

$$Q = \sigma_{mx} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 258.51 - \frac{9004.69}{423.75} = 237.25 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.1.11 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ Bar}$$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

U_{zmax} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures : **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$U_{zmax} = 0 \text{ m}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol ».

$K = 30000 \text{ KN/m}$ (tableau du module de réaction du sol)

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$F_z = 57469.85 + 0.85 \times 423.75 \times 25 = 66474.54 \text{ kN.}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = 423.75 \text{ m}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = U_{z\max} \times K = 0 \times 30000 = 0 \text{ KN/m}^2 = 0 \text{ bar}$$

$\sigma_{b1} = 0 \text{ Bar} < \sigma_{\text{sol}} = 1,80 \text{ Bar} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{66474.54}{423.75} = 156.87 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.56 \text{ Bar} < 1.8 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1.56 \text{ Bar} < \sigma_{\text{sol}} = 1,80 \text{ Bar}$$

\rightarrow Condition vérifiée.

VI.3.2 Ferrailage du radier :

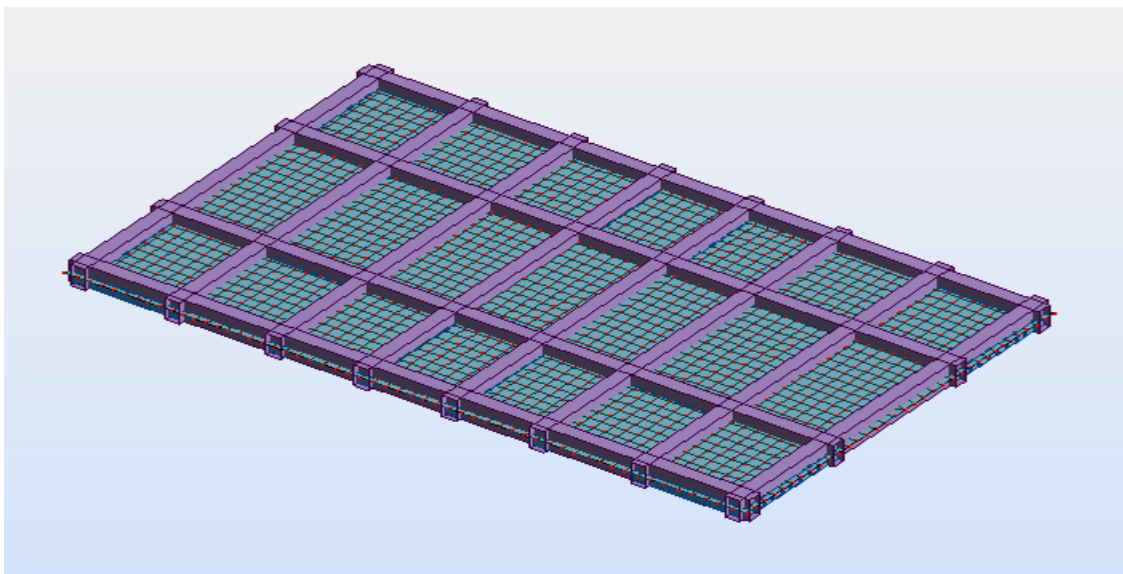


Figure VI-1 : Schéma de de radier général nervuré

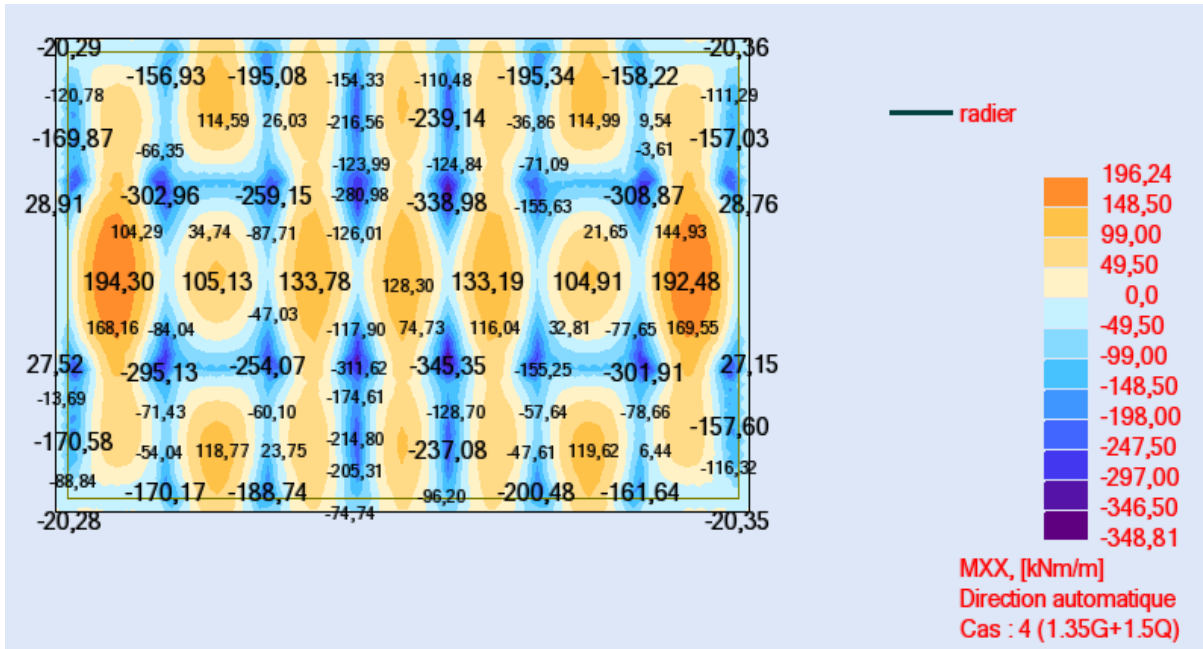


Figure VI-2 : Moment au niveau du radier en appui et en travée (sens x-x)

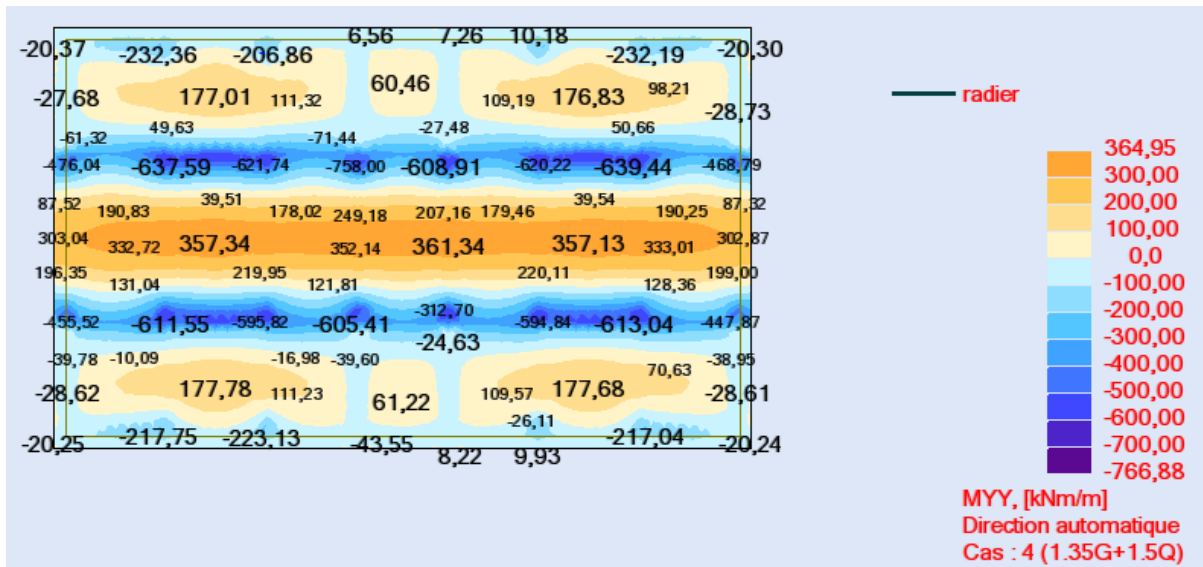


Figure VI-3 : Moment au niveau du radier en appui et en travée (sens y-y)

VI.3.2.1 Calcul de Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de de : « $0.85 \times 1,00$ » m^2 et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY' .

VI.3.2.1.1 Calcul de ferrailage à l'ELU :

• **En travée :**

- Ferrailage suivant **Lx** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{348.81 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.765^2} = 0.0236$$

$$\mu_u = 0.0236 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0236}) = 0.0298$$

$$Z = d' \times (1 - 0.4\alpha) = d' \times (1 - 0.4 \times 0.0298) = 0.746 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{196.24}{0.746 \times 348 \times 10^{-1}} = 7.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA14** de section **10,78cm² /ml.**

- Ferrailage suivant **Ly** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{364.95 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.765^2} = 0.0439$$

$$\mu_u = 0.0439 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0439}) = 0.0561$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = d \times (1 - 0.4 \times 0.0561) = 0.747 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{364.95}{0.747 \times 348 \times 10^{-1}} = 14.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA16** de section **16,08cm² /ml.**

✓ **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 11.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 10.78 + 16.08 = 26.86 \text{ cm}^2 > 11.79 \text{ cm}^2$$

- **En Appui :**

- Ferrailage suivant **Lx** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{348.81 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.765^2} = 0.0419$$

$$\mu_u = 0.0419 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0419}) = 0.0535$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = d \times (1 - 0.4 \times 0.0535) = 0.746 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{348.81}{0.748 \times 348 \times 10^{-1}} = 13.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA16** de section **14,07 cm² /ml.**

- Ferrailage suivant **Ly** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{766.88 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times 0.765^2} = 0.0922$$

$$\mu_u = 0.0922 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0922}) = 0.121$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = d \times (1 - 0.4 \times 0.121) = 0.727 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{766.88}{0.727 \times 348 \times 10^{-1}} = 30.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA16+8×HA16** de section **32,17cm² /ml.**

✓ **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 11.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 14.07 + 32,17 = 46.24 \text{ cm}^2 > 11.79 \text{ cm}^2$$

VI.3.2.1.2 Vérification à l'ELS :

• **En Travée :**

- **Selon x-x :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{196.24}{145.36} = 1.35$$

$$\alpha = 0.0298 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

- **Selon y-y :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{364.95}{267.66} = 1.36$$

$$\alpha = 0.0561 < \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots CV$$

• **En Appui :**

- **Selon x-x :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{348.81}{255.82} = 1.36$$

$$\alpha = 0.0535 < \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots CV$$

- **Selon y-y :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{766.88}{568.06} = 1.35$$

$$\alpha = 0.121 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

VI.3.2.1.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

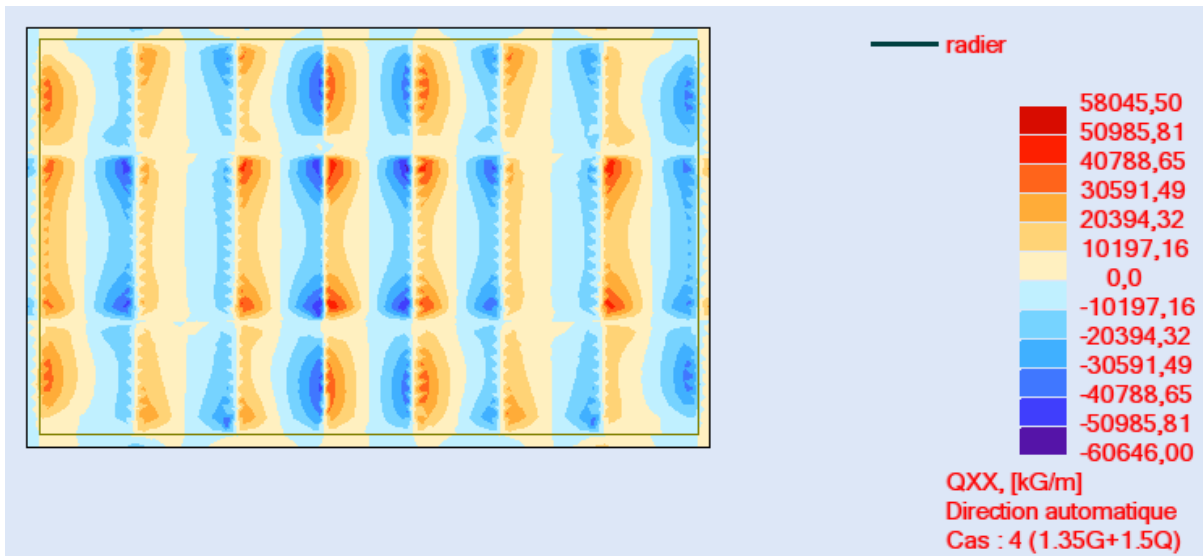


Figure VI-4 : Différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant : T_{xx} «ELU»

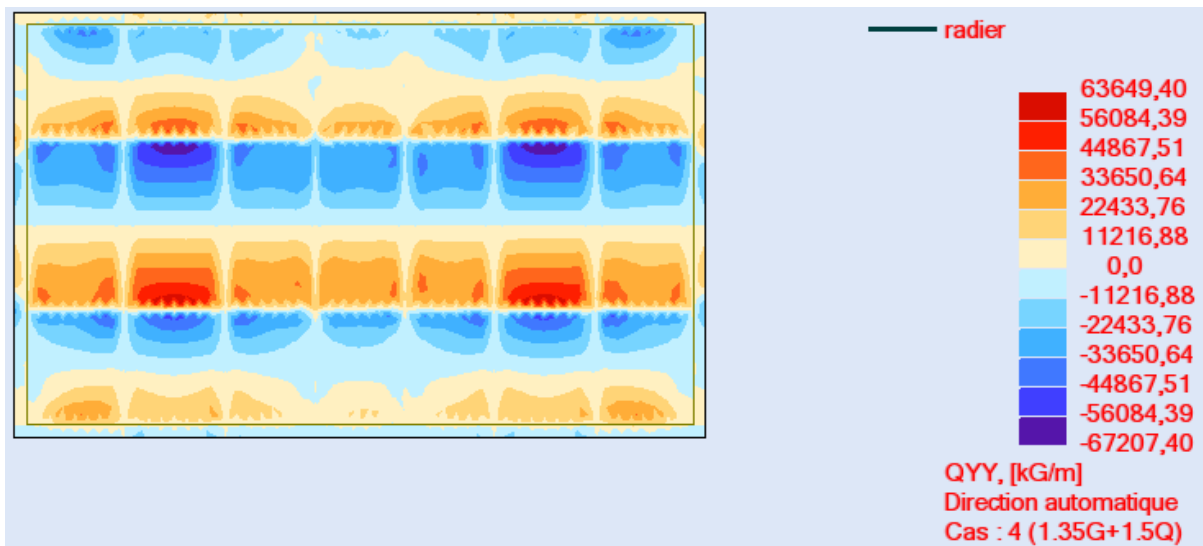


Figure VI-5 : Différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant : T_{yy} «ELU»

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{636.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.765} = 0.832 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.832 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable}$$

→ Condition vérifiée.

- Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91 révisée 99) :

$$St = \min(0.9 \times d; 40) \text{ cm} \rightarrow St = 40 \text{ cm.}$$

Alors on adopte un espacement de :

St = 15cm de armatures longitudinales.

St = 10cm de armatures transversales.

- **Longueur de la zone nodale :**

h' = 2×85 = 170 cm.....RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)

h' = 170 cm.

Tableau VI-3 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
Sens x-x	7.56	10.78	13.40	14.07	7HA14	7HA16
Sens y-y	14.03	16.08	30.31	32.17	8HA16	8HA16+8HA16

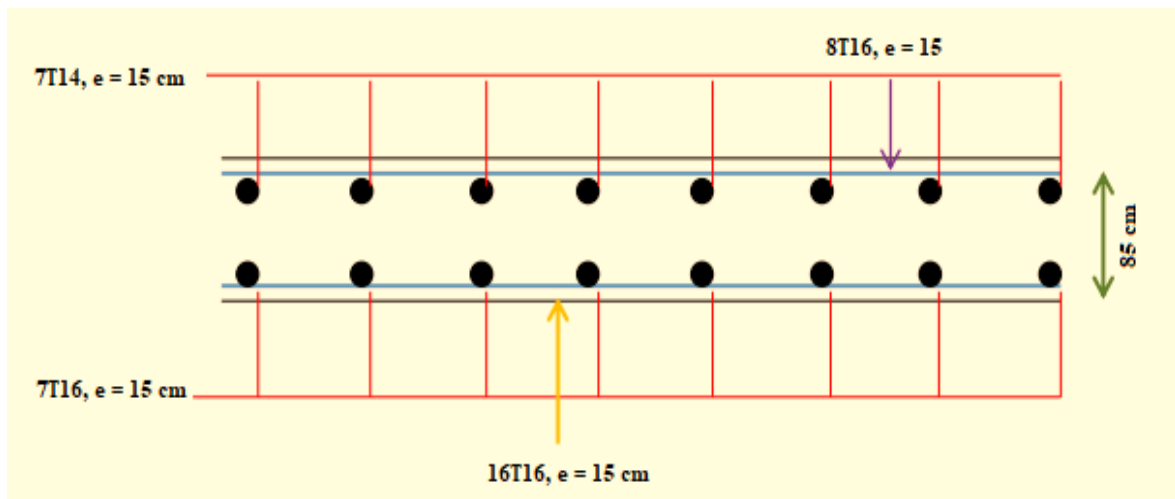


Figure VI-6 : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens X-X.

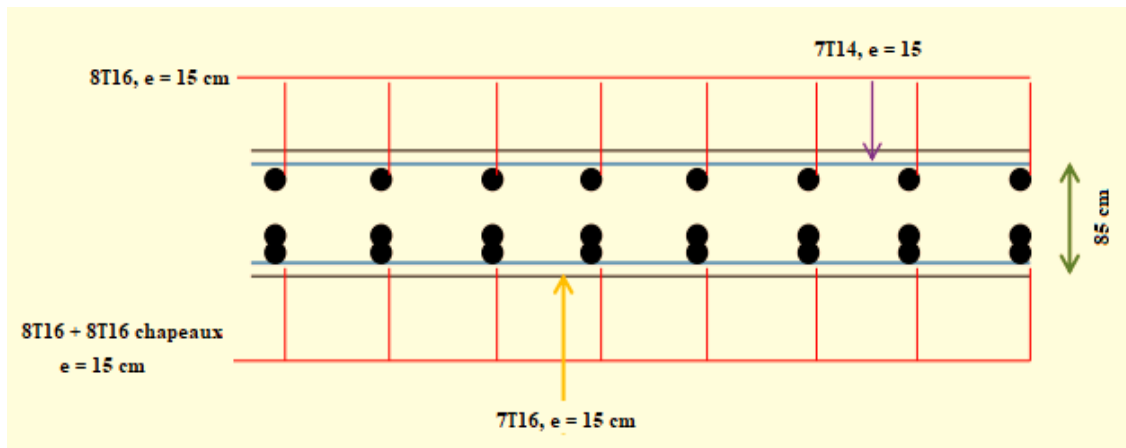


Figure VI-7 : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens Y-Y.

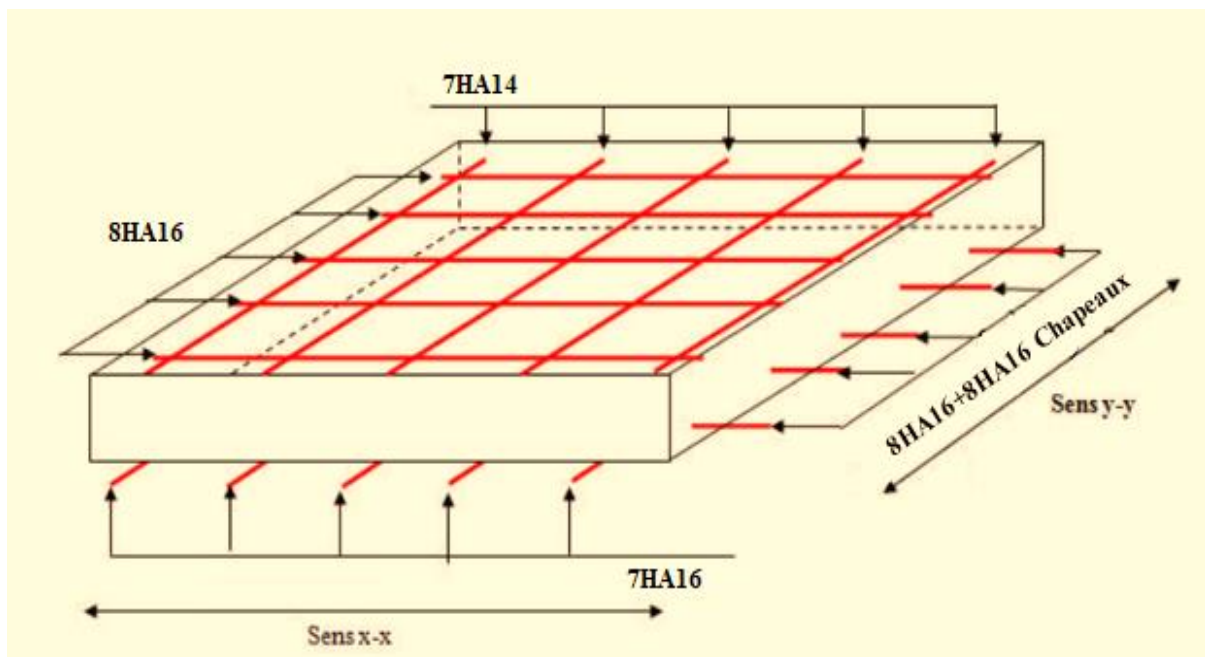


Figure VI-8 : Schéma de ferrailage du radier présenter en 3D.

VI.3.2.2 Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

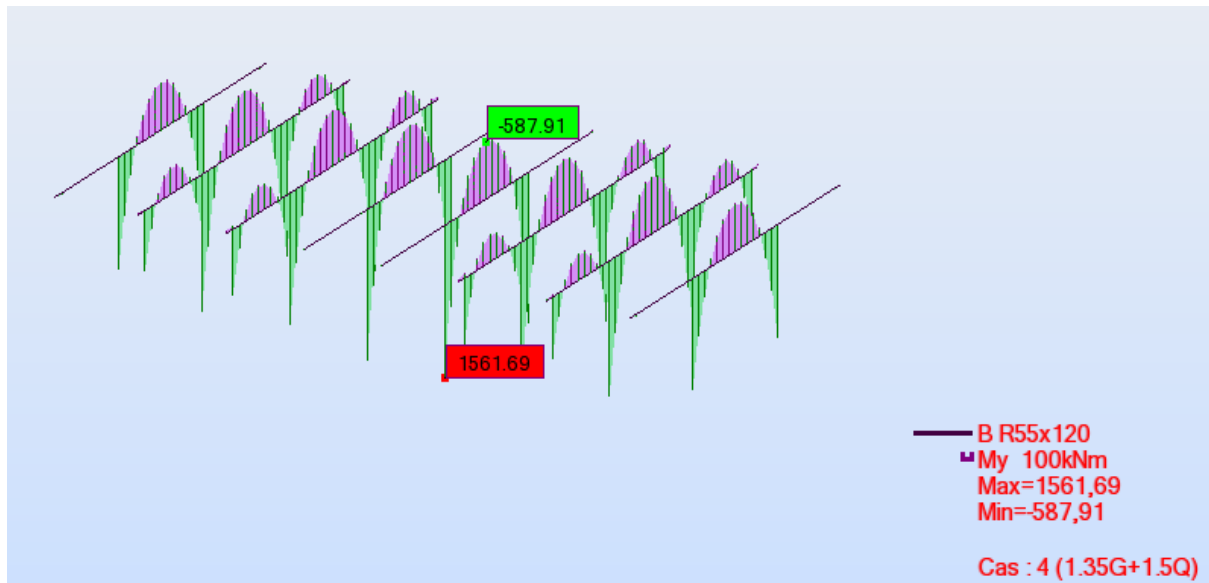


Figure VI-9 : Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (Sens X-X).

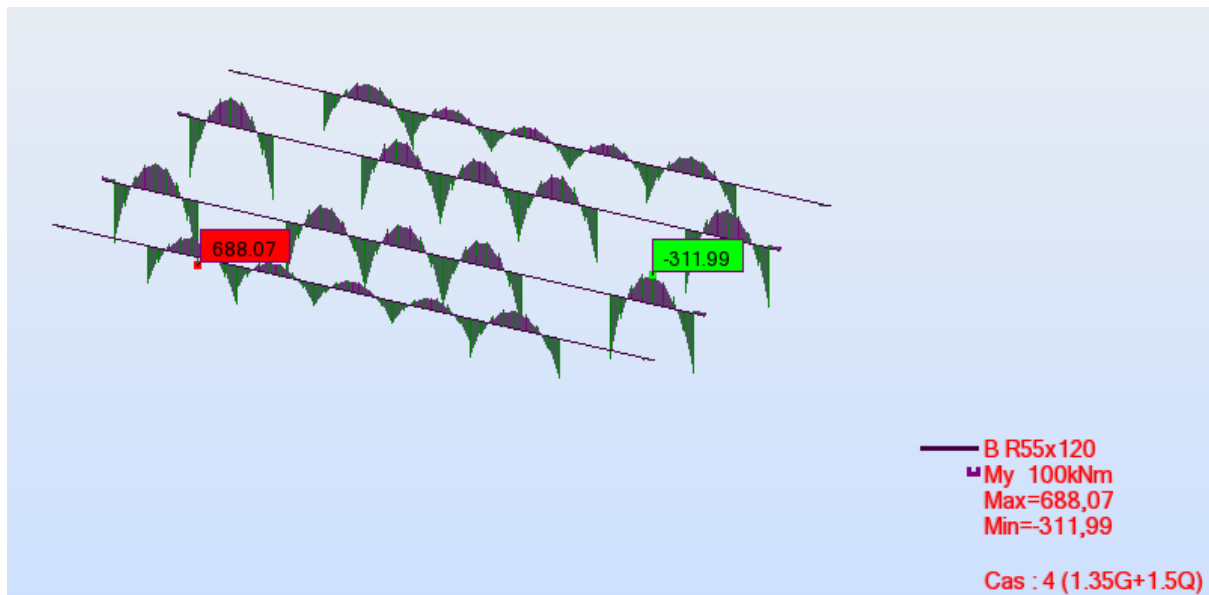


Figure VI-10 : Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (Sens Y-Y).

VI.3.2.2.1 Ferrailage longitudinal :

Tableau VI-4 : Moment des nervures suivant les deux sens.

M_{xx} (KN.m)		M_{yy} (KN.m)	
travée	appui	travée	appuis
-587.91	1561.69	-311.99	688.07

Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A_{st} choix des armatures	
	A_{cal}	A_{choisi}	A_{cal}	A_{choisi}	Travée	Appuis
Sens x-x	15.1	16.08	42.5	45.55	8HA16	8HA25+2HA20
Sens y-y	7.9	8.04	17.8	18.85	4HA16	6HA20

On adopte aussi **8×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

✓ **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7.30 \text{ cm}^2$$

Donc : 16.08 + 44.23 + 9.05 = 69.36 cm² > 7.30 cm² → Condition vérifiée

Et : 8.04 + 20.11 = 37.20 cm² > 7.30 cm² → Condition vérifiée

✓ **Condition du RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 55 \times 120 = 33 \text{ cm}^2$$

Donc : 16.08 + 44.23 + 9.05 = 69.36 cm² > 33 cm² → Condition vérifiée

Et : 8.04 + 20.11 = 37.20 cm² > 33 cm² → Condition vérifiée

VI.3.2.2.2 Vérification à l'ELS :

• **En Travée :**

- **Selon x-x :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{587.91}{435.49} = 1.35$$

$$\alpha = 0.09 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

- **Selon y-y :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{311.99}{231.10} = 1.35$$

$$\alpha = 0.047 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

• **En Appui :**

- **Selon x-x :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{1561.69}{1156.81} = 1.35$$

$$\alpha = 0.257 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

- **Selon y-y :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{688.07}{509.68} = 1.35$$

$$\alpha = 0.106 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

VI.3.2.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{923.81 \times 10^{-3}}{0.55 \times 1.2} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable}$$

→ Condition vérifiée.

VI.3.2.2.4 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (3.43; 1.6; 5.5)$$

On prend : $\phi_t = 12 \text{ mm}$.

• **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30\text{cm}; 19.2; 30\text{cm})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 ϕ_t** minimum.

10 ϕ_t = 10 × 1,2 = 12 cm ; alors on adopte longueur de 10 cm.

• **Longueur de la zone nodale :**

h' = 2 × 120 = 240 cm.....**RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)**

h' = 240 cm.

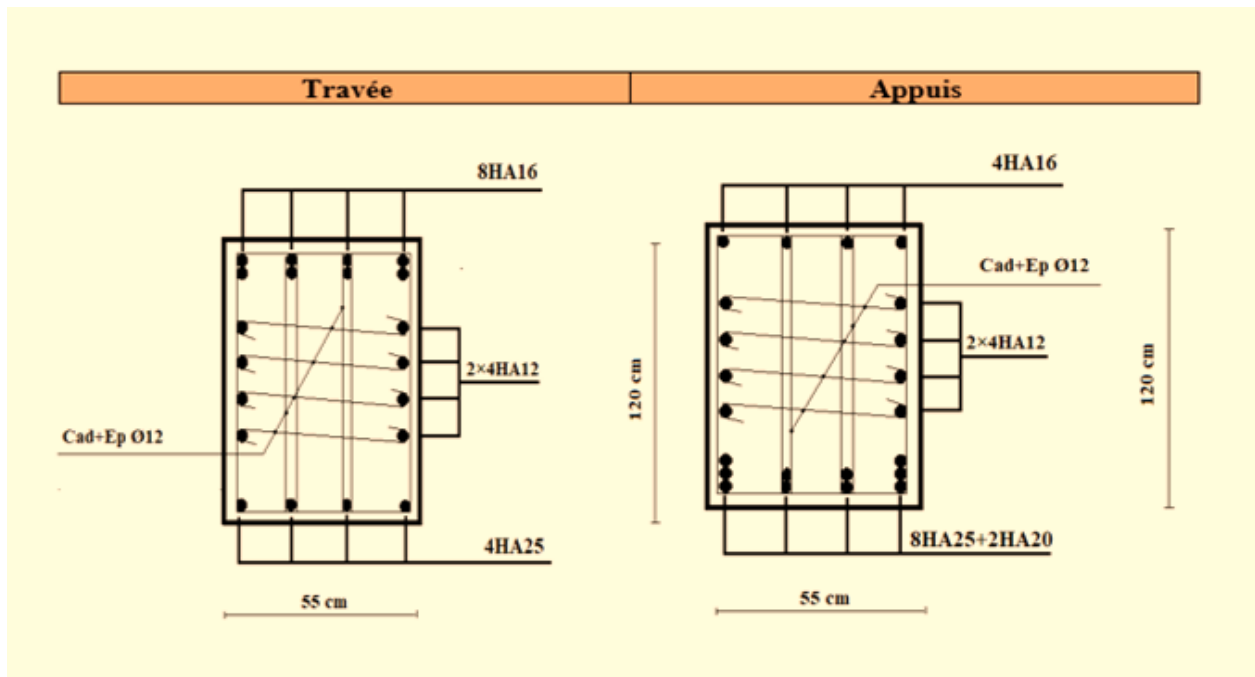


Figure VI-11 : Coupe de ferrailage des nervures sens (X-X).

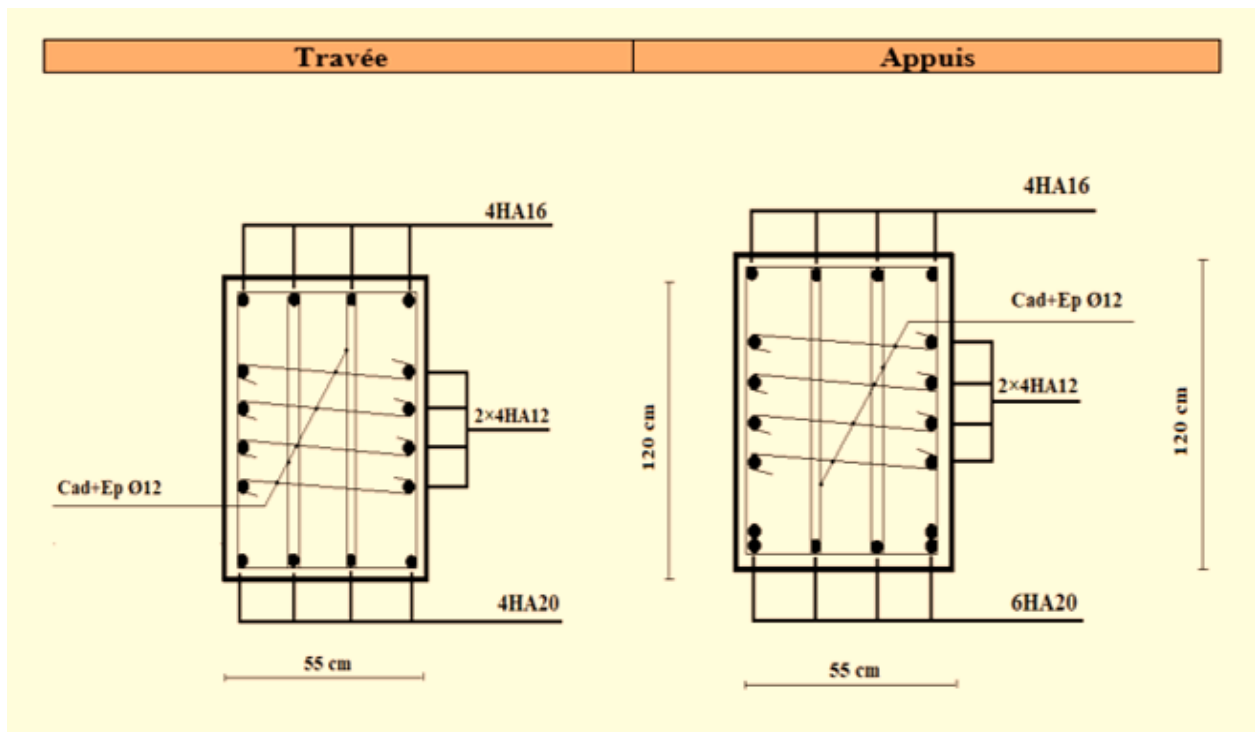


Figure VI-12 : Coupe de ferrailage des nervures sens (Y-Y).

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Lors de la conception et du calcul parasismique d'un bâtiment contreventé par des voiles, nous avons tenu compte de deux facteurs essentiels, à savoir la sécurité et l'économie et cela en nous basant sur des règlements de béton armé et parasismique.

Actuellement, le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Dans l'étude sismique plusieurs dispositions des voiles ont été testés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement.

La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

REFERENCE

BIBLIOGRAPHIQUE

Bibliographie

- [1] Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- [2] Document technique règlementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).
- [3] Perchat, J et al : (Pratique du BAEL 91). Eyrolles. 1998
- [4] Davidivici, D : (Formulaire du béton armé, Volume 2). Le moniteur. 1995
- [5] CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [6] D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation
- [7] Cherait ,yacine., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions Office des publications universitaires, Guelma 2005.
- [8] Cherait ,yacine., « conception de bâtiments en zone sismique » Editions office des publications universitaires, Guelma 2012.
- [9] M.Belazougui., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions office des publications universitaires, Alger 1988.
- [10] Roger FRANK, « Calcul des fondations superficielles et profondes ». Eyrolles. 1999.

Logiciel :

AUTOCAD 2014.....Dessin.
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul.

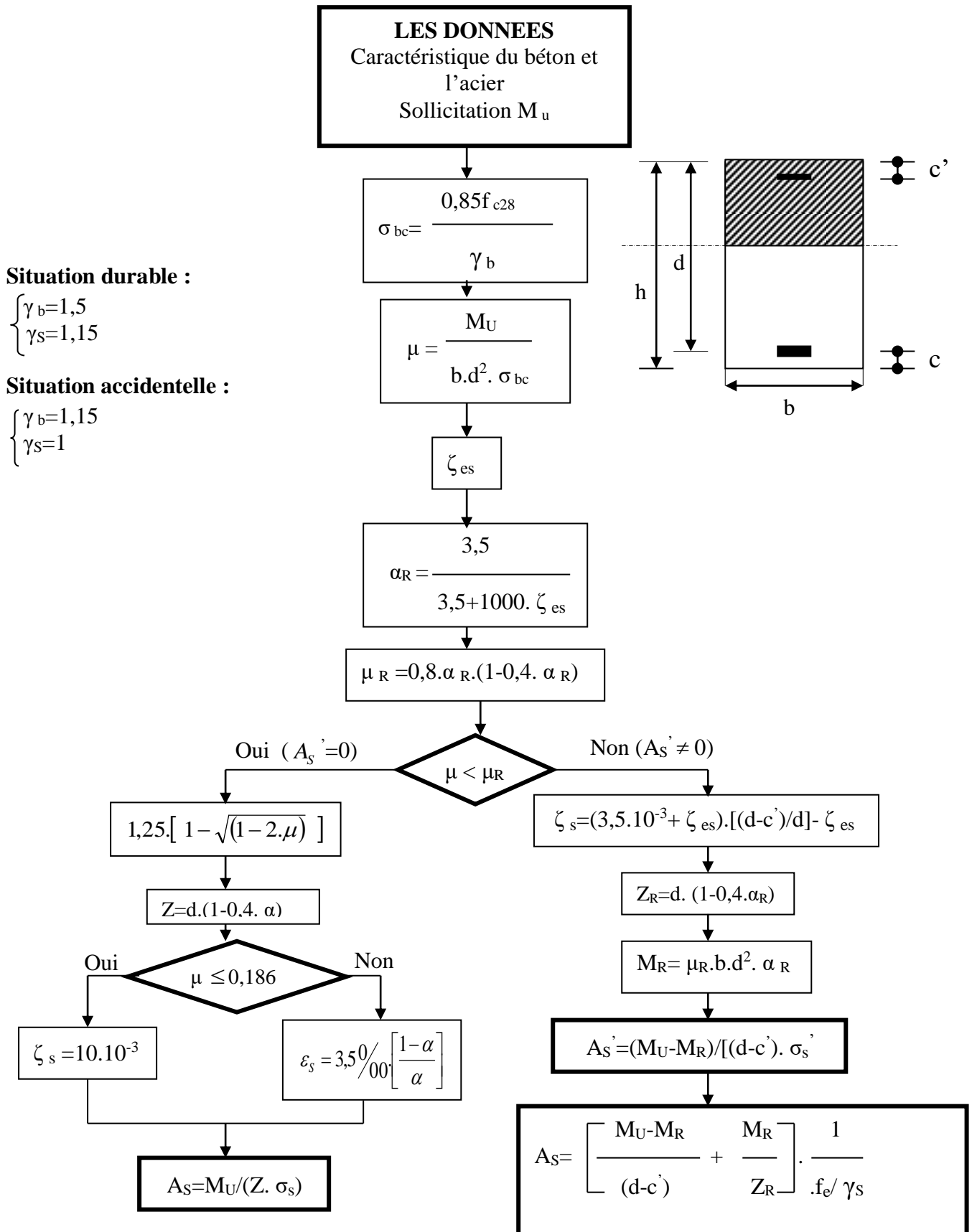
Nétographie :

<https://www.techniques-ingenieur.fr/>
<http://www.almohandiss.com/>

ANNEXES

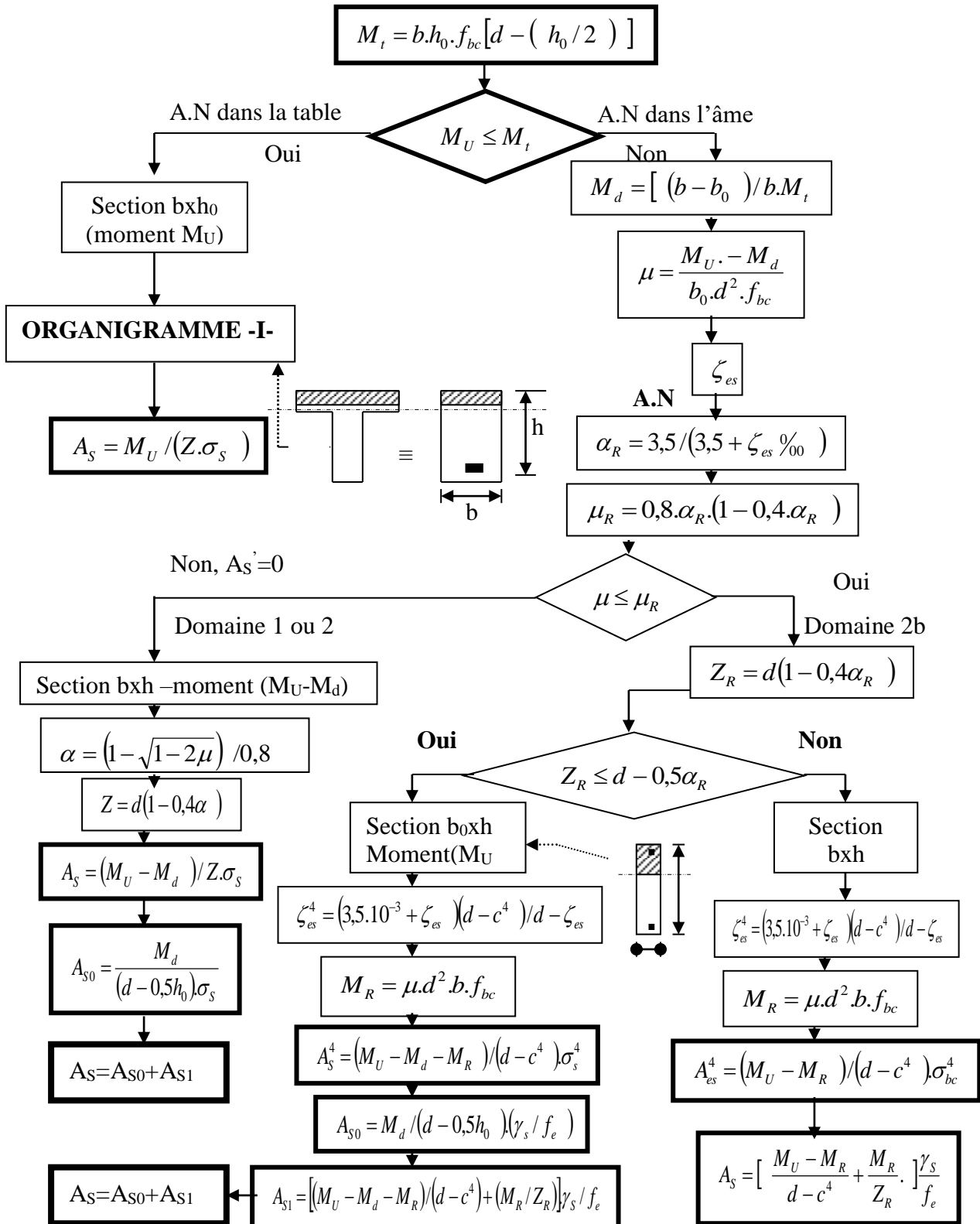
ORGANIGRAMME -I-

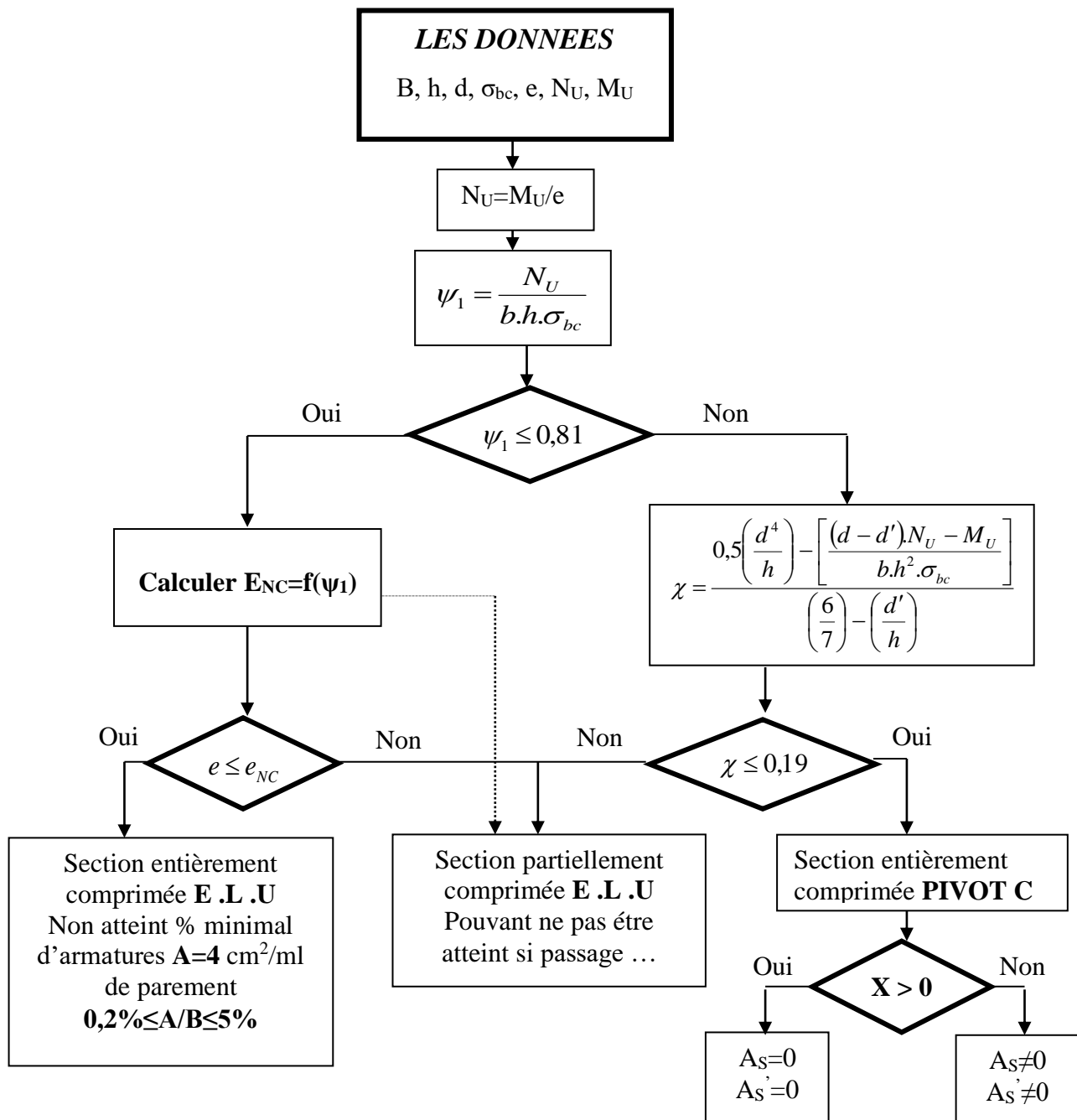
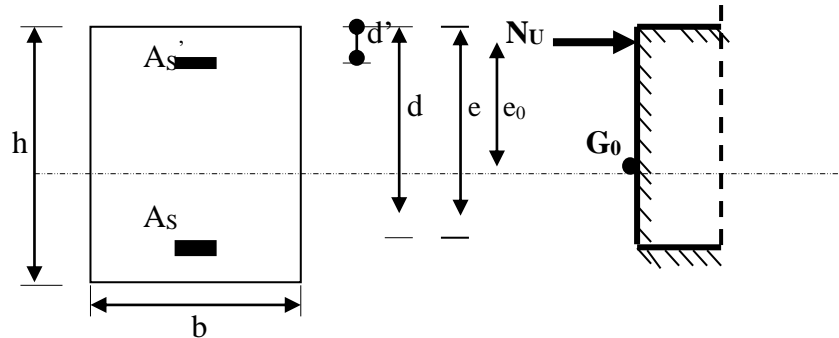
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

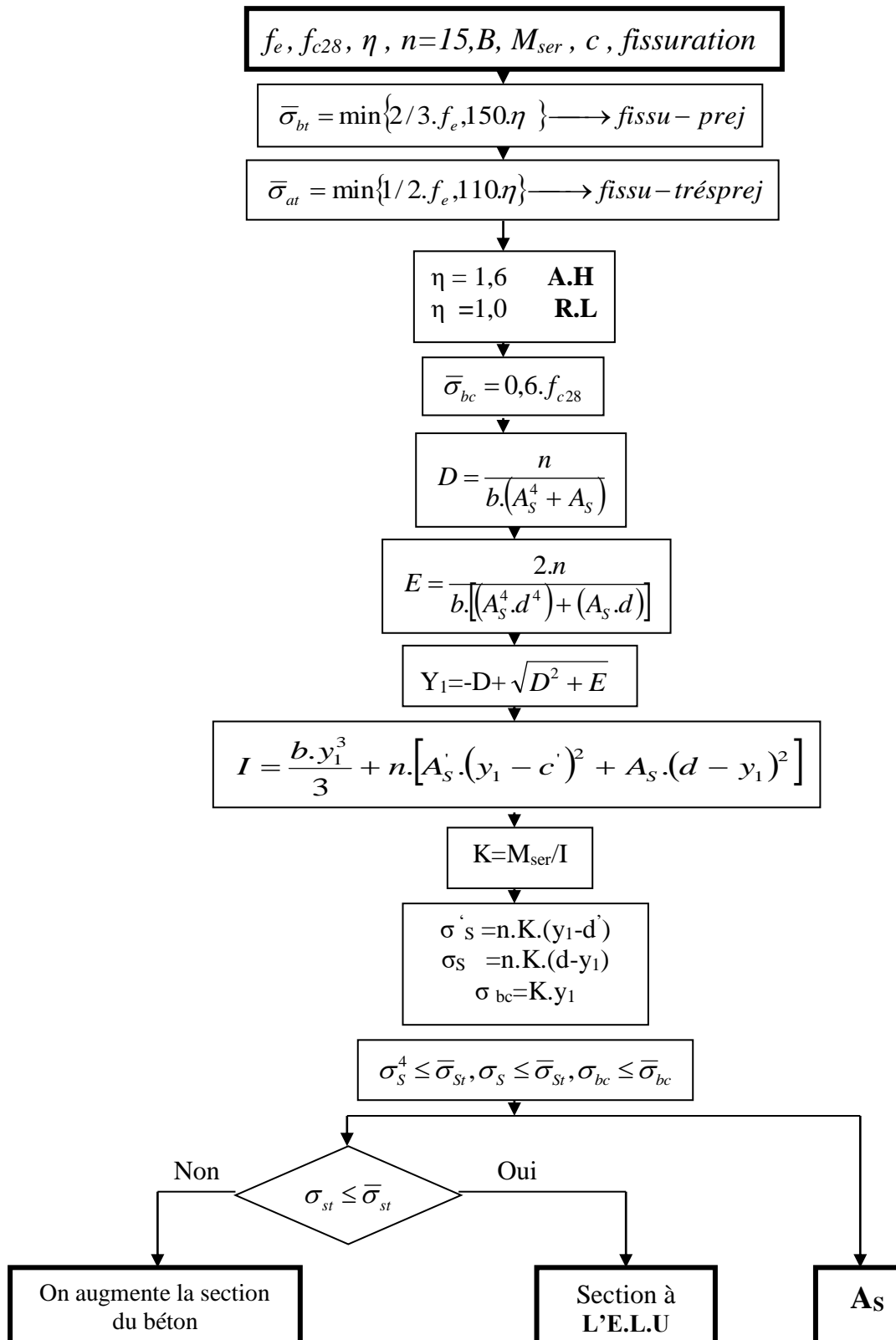


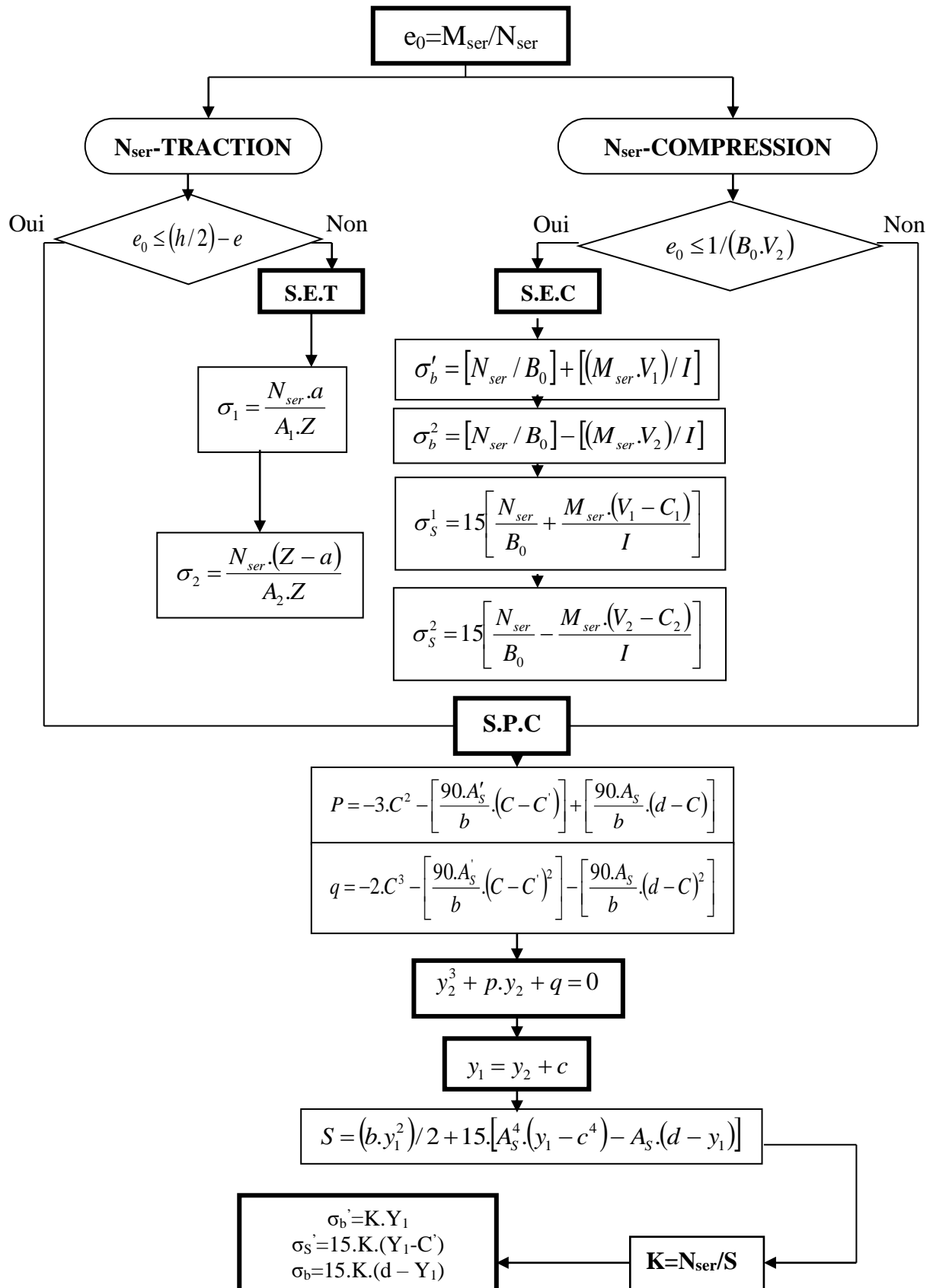
ORGANIGRAMME -II-

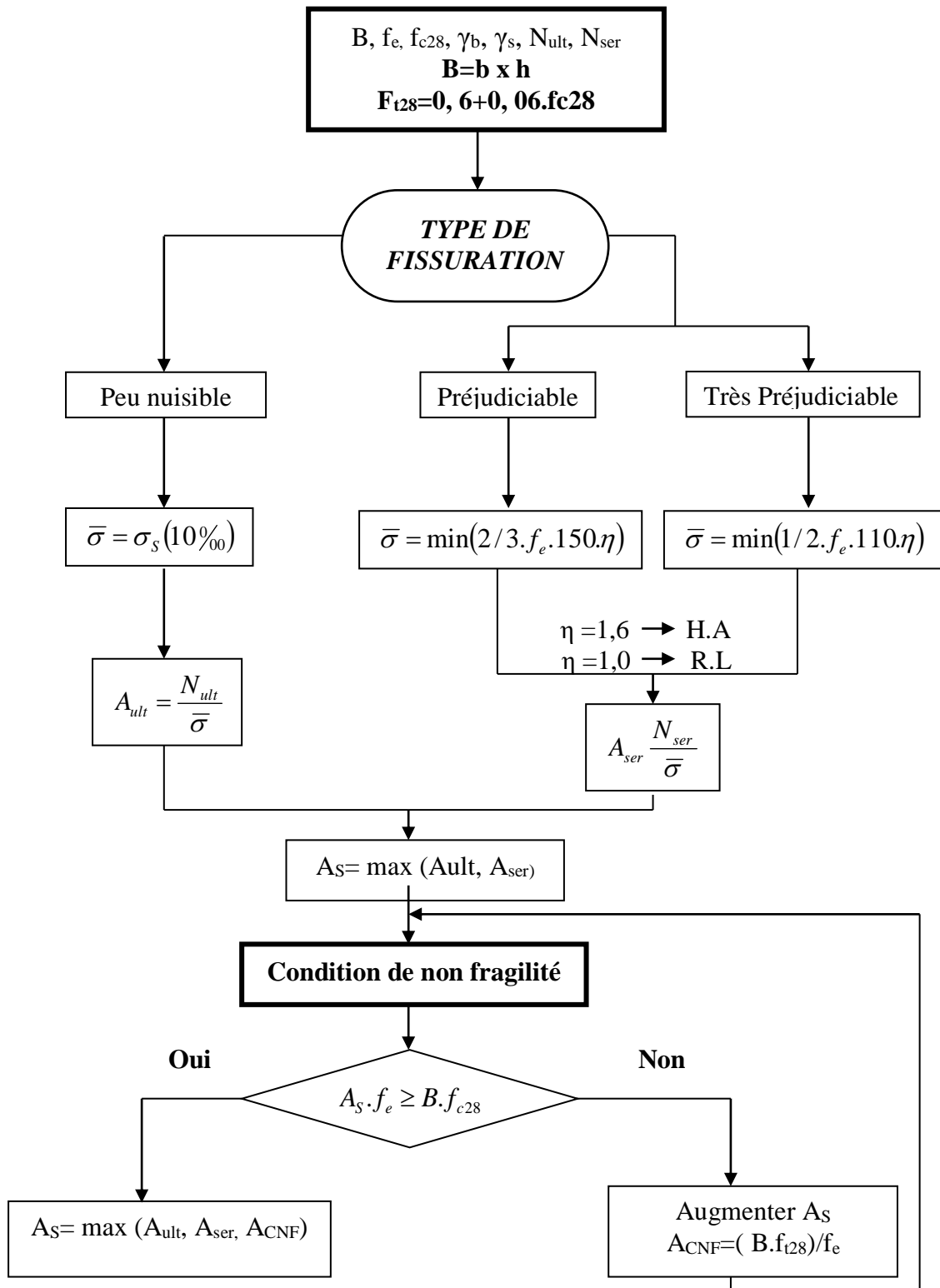
CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME -V-**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**

ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

