



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

**FACULTÉ DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

MÉMOIRE DE MASTER

Présenté par :

Benguerouche Redouane et Sahli Hichem

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Structures

Thème

**Modélisation et analyse
d'une structure multi-étages contreventée par voiles**

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. MOUATTAH.K	M.C.A	Président
Mme. KOUIDRI.Z	M.A.A	Examinatrice
Mme. BELLAKEHAL.H	M.C.A	Rapporteur
Mme. BENMILOUD.M	M.A.A	Co-rapporteur

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice **M^{me} BELLAKEHAL H** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil pour leurs efforts durant toute la durée de nos études de spécialité.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

REDOUANE

HICHEM

DÉDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que

Dieu me les garde

À... Mon cher père, Mouloud, Ma chère mère, chafika

⌘ très chers proches à mon coeur que je les aime beaucoup

⌘ Ma chère sœur : Ikram

⌘ Mes chers frères : Housseem, waïl

⌘ Toute la famille BENQUEROUECHE

⌘ Mon bras droit : Maroua

⌘ Mon binôme Hichem sahlí

Que pour laquelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

⌘ Mes très chères Amies : Bîlal, Youcef, Sîd Ahmed, Mohamed, Abdallah,

Amîne, Chamisso, Hassen, Linda Architect,

Tous ceux qui me connaissent ...

Toute la promotion du Génie civil 2018

REDOUANE

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que

Dieu me les garde

À ...

Ma chère mère, Zhore

☞ *Mon cher père, Belkacem*

☞ *Mes chers sœurs : Fatma El Zohra, Amína*

Mes chers frères : Abdelaziz, et Abd elmoumen

☞ *Mes tantes et mes oncles et leurs familles*

☞ *Toute la famille Sidi moussa*

☞ *Toute la famille Sahlí*

☞ *A mon bras droit : Nour El houda*

☞ *Mon binôme Benguerouche redouane*

Je le souhaite tous le bonheur et la belle vie

☞ *Mes amies Bilal belkacem, Chakib, Amine, Hichem, Rahim*

youcef, sidahmed, Bilal, Zakí, kadour, khaled, abdallah, mohamed

☞ *Tous ceux qui me connaissent ...*

☞ *Toute la promotion du Génie civil 2018*

HICHEM

ملخص :

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من 3 طوابق تحت ارضية + طابق ارضي + 6 طوابق , يتم انجازها بولاية الجزائر بلدية القبة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 version 2003 .
ان استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمون بواسطة العارضات , الاعمدة والجدران الخرسانية المسلحة .
دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (STAAD.Pro V8i).
تحديد الابعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifie 99)
تسليح العناصر المقاومة الأعمدة ,العارضات و الجدران الخرسانية المسلحة تم بواسطة برنامج SOCOTEC

كلمات مفتاحية : بناية ,جدران خرسانية , STAAD.Pro V8i, RPA 99/2003, BAEL91.

Abstract :

The aim of this study is the conception of a residential and commercial building compose of ground floor + 4 floor + inter-ground floor +3 subsoil. This building will be set up in the wilaya of ALGIERS town of KOUBA, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99/2003). The stability of the structure is ensured by the frames and reinforced concrete walls. The study and the analysis of this structure were established by the software (STAAD.Pro V8i). The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements are in accordance with the applicable rules namely the BAEL91/99 and RPA99/2003. For the verification of the reinforcement, we used a software Socotec.

Keywords: Design, Pre-dimensioning, Reinforcement, Wind, seismic, STAAD.Pro V8i, RPA99/2003, BAEL91.

Résumé :

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial (R +4 + étage attique + 3 sous-sols + entre sol). Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'ALGER commune de KOUBA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de cette structure ont été établis par le logiciel (STAAD.Pro V8i). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003. Pour la vérification du ferrailage, nous avons utilisés un logiciel Socotec.

Mots clés : Conception, Prédimensionnement, Ferrailage, Vent, Séisme, STAAD.Pro V8i, RPA 99/2003, BAEL91,

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERSTQUES DES MATERIAUX

I. Introduction	02
I.1. Présentation de l'ouvrage	02
I.1.a.Description de l'ouvrage	02
I.1.b. Caractéristiques géométriques.....	02
I.1.b.1. Dimensions en élévation.....	02
I.1.b.2. Dimensions en plan.....	02
I.1.b.3.Ossature.....	08
I.1.b.4. Les planchers"	08
I.1.b.5. Escalier	08
I.1.b.6. Ascenseurs	08
I.1.b.7.Maçonnerie	09
I.2. Caractéristiques des matériaux.....	10
I.2.1. Béton.....	10
I.2.2. Aciers.....	14
I.3. Hypothèses de calcul.....	16

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	19
II.2. Pré dimensionnement des planchers	19
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	22
II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants.....	28

II.4.1. Les poutres.....	28
II.4.2. Les poteaux.....	31
II.4.3. Les voiles.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction.....	44
III.2. L'ascenseur	44
III.3. Escalier.....	47
- III.3.1. Introduction	47
- III.3.2. Définition des éléments d'un escalier	47
- III.3.3. Evaluation des charges.....	50
- III.3.4. Détermination des efforts internes	51
- III.3.5. Calcul des efforts internes	52
- III.3.6. Calcul des armatures.....	53
- III.3.7. Vérification	54
III.4. Etude des balcons	58
-III.4.1 Introduction.....	58
-III.4.2 Calcul des charges sollicitant le balcon	58
-III.4.3 Calcul du ferrailage	61
-III.4.4 Vérification	62
III.5. Etude des planchers.....	64
-III.5.1. Introduction.....	64
-III.5.2. Plancher en corps creux.....	64
-III.5.3. Plancher en dalle pleine.....	83
• III.5.3.1. Evaluation des charges.....	83
• III.5.3.2. Calcul des moments	84
• III.5.3.3. Ferrailage de la dalle	84
• III.5.3.4. Vérifications a L'ELS.....	86

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

- IV.1. Introduction.....	90
- IV.2. Choix de la méthode de calcul.....	90
- IV.3. Caractéristiques dynamiques propres	91
- IV.4 Modélisation de la structure.....	92
- IV.4.5. IV.5. Etude sismique.....	94

CHAPITRE V : ETUDE DE VENT

V.1. Introduction	110
V.2. Application de R N V 99.....	110

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1.Introduction.....	136
VI.2.Ferraillage des poteaux.....	137
VI.3.Ferraillage des poutres.....	148
VI.4.Ferraillage des voiles.....	161

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII.1.Introduction.....	182
VII.2. Calcul des fondations.....	183
VII.3. Etude du voile périphériques.....	205
Conclusion	211
Références bibliographie.....	213
Annexes.....	215

Chapitre I	N°
Tableau I.1 : Dimension en élévation de la structure.	2
Tableau I.2 : Dimension en plan la structure.	2
Tableau I.3 : Type et nuance des aciers.	14
Chapitre II	
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.	23
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant en corps creux (20+4)	23
Tableau II.3 : Charge permanente du palier	24
Tableau II.4 : Charge permanente du paillasse.	24
Tableau II.5 : Charge permanente du balcon en dalle pleine	25
Tableau II.6 : Charge permanente du plancher s-sol en dalle pleine	25
Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur extérieur.	26
Tableau II.8 : Charge permanente d'un mur intérieur.	27
Tableau II.9 : Charge permanente du plancher à dalle pleine	27
Tableau II.10 : Charge d'exploitation	28
Tableau II.11 : Dimensions finales des poutres	30
Tableau II.12 : Dégression des surcharges	32
Tableau II.13 : Choix final du poteau	39
Chapitre III	N°
Tableau III.1 : Caractéristiques de l'ascenseur modèle Sac à dos	45
Tableau III.2 : Charge à l'ELU et l'ELS d'escalier	51
Tableau III.3 : Les efforts internes de l'escalier	53
Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier	53
Tableau III.5 : Vérification à l'E.L.S	55
Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier	57
Tableau III.7 : Les combinaisons des charges du balcon	59
Tableau III.8 : Ferrailage du balcon.	61
Tableau III.9 : Vérification des contraintes du balcon	63
Tableau III.10 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	69
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en Travée	74
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	74
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	77
Tableau III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche	79
Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine.	84
Tableau III.16 : Vérification des contraintes à l'ELS	87
Tableau III.17 : Récapitulatif du calcul de la flèche	

Chapitre IV	N°
Tableau IV.1 : Valeurs de pénalités.	97
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique directionnelle du 1 ^{er} modèle.	100
Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique directionnelle du 2 ^{ème} modèle	101
Tableau IV.4 : Poids de la structure	103
Tableau IV.5 : Déplacements horizontaux résultants de la combinaison de charge $G+Q+1.2^E$	105
Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversal.	106
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal	107
Tableau IV.8 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux	108
Chapitre V	N°
Tableau V.1 : Définition de catégorie de terrain.	111
Tableau V.2 : Valeurs de $C_t(z)$	112
Tableau V.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence	112
Tableau V.4 : Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau	115
Tableau V.5 : Coefficient C_{pe} sens vent 1	116
Tableau V.6 : Coefficient C_{pe} sens vent 2	117
Tableau V.7 : Coefficient de pression extérieure des toitures Pour $\theta = 90^\circ$ direction du vent 1	119
Tableau V.8 : Coefficient de pression extérieure des toitures Pour $\theta = 0^\circ$ direction du vent 2	120
Tableau V.9 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V1 - $C_{pi} = 0,8$	122
Tableau V.10 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V2 - $C_{pi} = 0,8$	123
Tableau V.11 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V1 - $C_{pi} = -0,5$	124
Tableau V.12 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V2 - $C_{pi} = -0,5$	125
Tableau V.13 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2 - $C_{pi} = 0,8$	126
Tableau V.14 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2 - $C_{pi} = 0,8$	126
Tableau V.15 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V1 - $C_{pi} = -0,5$	126
Tableau V.16 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2 - $C_{pi} = -0,5$	126
Tableau V.17 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V1 ; $C_{pi} = 0.8$	129
Tableau V.18 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V2 ; $C_{pi} = 0.8$	130
Tableau V.19 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V1; $C_{pi} = -0.5$.	131
Tableau V.20 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau Vent V2 ; $C_{pi} = -0.5$.	132
Tableau V.21 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base du bâtiment	133
Chapitre VI	N°

Tableau VI.1 : Différentes charges et combinaisons des charges de calcul	137
Tableau VI.2 : Les efforts revenants aux différents poteaux	140
Tableau VI.3 : Choix des armatures des poteaux	141
Tableau VI.4 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	142
Tableau VI.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	143
Tableau VI.6 : Espacements maximaux selon RPA99	145
Tableau VI.7 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	146
Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation durable)	151
Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)	151
Tableau VI.10 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40 (Situation durable)	152
Tableau VI.11 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40 (Situation accidentelle)	152
Tableau VI.12 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (45x30)	153
Tableau VI.13 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (40x30)	153
Tableau VI.14 : Vérification de la condition de non fragilité	154
Tableau VI.15 : Vérification des poutres porteuse 45x30 à l'ELS	154
Tableau VI.16 : Vérification des poutres non porteuse 40x30 à l'ELS	155
Tableau VI.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 45x30	155
Tableau VI.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur 40x30	156
Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales	157
Tableau VI.20 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	159
Tableau VI.21 : Valeurs de (l_f/l)	165
Tableau VI.22 : Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$	166
Tableau VI.23 : Aciers verticaux et horizontaux	167
Tableau VI.24 : Aciers transversaux.	167
Tableau VI.25 : Aciers supplémentaires.	171
Tableau VI.26 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	173
Tableau VI.27 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux 01.	177
Tableau VI.28 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux.	178
Tableau VI.29 : Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux.	178
Tableau VI.30 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles transversaux.	179
Tableau VI.31 : Calcul des armatures des voiles transversaux.	179
Tableau VI.32 : Calcul des aciers horizontaux des voiles transversaux.	179
Chapitre VII	
Tableau VII.1 : Sections des semelles isolées	185
Tableau VII.2 : Sections des semelles filantes	186
Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU	194
Tableau VII.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS	194
Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELU	197
Tableau VII.6 : Calcul des moments à l'ELS	197
Tableau VII.7 : Ferrailage des panneaux du radier	197
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes	198
Tableau VII.9 : Redimensionnent des armatures	199

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes	199
Tableau VII.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	200
Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	200
Tableau VII.13 : Vérification des contraintes	200
Tableau VII.14 : Redimensionnement des armatures	201
Tableau VII.15 : Vérification des contraintes	201
Tableau VII.16 : Ferrailage du voile périphérique	206
Tableau VII.17 : Vérification des contraintes à l'ELS	208

Chapitre I	
Figure I.1 : plancher à corps creux	8
Figure I.2 : Brique creuse	9
Figure I.3 : Essai Brésilien	11
Figure I.4 : Traction par flexion	11
Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	13
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.	14
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.	15
Chapitre II	
Figure II.1 : Coupe verticale du plancher à corps creux	23
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine (sous-sol)	25
Figure II.3 : Constituants d'un mur extérieur	26
Figure II.4 : Constituants d'un mur intérieur	26
Figure II.5 : Section réduite du poteau	34
Figure II.6 : Coupée voile en élévation.	41
Figure II.7 : Coupes de voiles en plan.	41
Chapitre III	
Figure III.1. : coupe longitudinale de la cage d'ascenseur	47
Figure III.2 : coupe longitudinale de l'escalier	48
Figure.III.3. : coupe transversale de l'escalier	48
Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier	49
Figure III.5 : Ferrailage de l'Escalier	57
Figure III.6 : Schéma statistique du balcon	58
Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	59
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	60
Figure III.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	60
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	61
Figure III.11 : Schéma de ferrailage des balcons	63
Figure III.12 : Plancher en corps Creux	64
Figure III.13 : Corps Creux	64
Figure III.14 : poutrelle à 10 travées	71
Figure III.15 : diagramme du moment à L'ELU	72
Figure III.16 : diagramme du moment à L'ELS	72
Figure III.17 : diagramme de L'effort Tranchant à L'ELU	72
Figure III.18 : diagramme de L'effort Tranchant à L'ELS	73
Figure III.19 : Ferrailage des poutrelles	81
Figure III.20 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	82
Figure III.21 : Dimensions du panneau le plus sollicité	83
Figure III.22 : Ferrailage de la dalle pleine	88

Chapitre IV	
Figure IV.1 : Modèle en 3D de la structure étudiée par le logiciel <i>STAAD.Pro V8i</i>	93
Figure IV.2 : Spectre de réponse de la région	98
Figure IV.3 : Modèle de la structure utilisé pour la vérification de la stabilité	99
Figure IV.4 : Distribution des voiles du 1 ^{er} modèle (vue en plan)	100
Figure IV.5 : Distribution des voiles du 2 ^{ème} modèle (vue en plan)	101
Figure IV.6 : les modes de déplacements (2 ^{ème} modèle)	102
Chapitre V	
Figure V.1 : Action du vent	110
Figure V.2 : Répartition de la pression dynamique	113
Figure V.3 : Répartition de Z_j .	114
Figure V.4 : Vue en plan et vue en élévation, Vent V1	116
Figure V.5 : Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V1	116
Figure V.6 : Vue en plan et vue en élévation _ Vent V2	117
Figure V.7 : Répartition de C_{pe} sur les parois verticales– Direction du vent V2	118
Figure V.8 : Zones de pression de la toiture – Direction du vent V1 ($\theta = 90^\circ$).	118
Figure V.9 : Répartition de C_{pe} sur la toiture – Direction du vent V1 ($\theta = 90^\circ$).	119
Figure V.10 : Zones de pression de la toiture – Direction du vent V2 ($\theta = 0^\circ$).	120
Figure V.11 : Répartition de C_{pe} sur la toiture – Direction du vent V2	121
Figure V.12 : Force résultante R	128
Figure V.13 : Excentricité de la force globale horizontale.	133
Chapitre VI	
Figure VI.1 : l'excentricité (e')	138
Figure VI.2 : Ferrailage des poteaux	147
Figure VI.3 : Arrêt des barres	157
Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales	159
Figure VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires	160
Figure VI.6 : proposition de voiles	161
Figure VI.7 : modèle général d'un voile	163
Figure VI.8 : section rectangulaire entièrement comprimée	169
Figure VI.9 : voile partiellement tendue. Découpage en bande	170
Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	172
Figure VI.11 : Ferrailage des voiles	180

Chapitre VII	
Figure VII.1 : Dimensions de la semelle isolée	183
Figure VII.2 : Semelle filante	186
Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	190
Figure VII.4 : Schéma statique du bâtiment	192
Figure VII.5 : Contraintes sous le radier	193
Figure VII.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	196
Figure VII.7 : Ferrailage de la dalle du radier	203
Figure VII.8 : Ferrailage des nervures du sens porteur	204
Figure VII.9: Ferrailage du Voile Périphérique	209

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

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
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E _b	Module de déformation longitudinale du béton
E _i	Module d'élasticité de l'acier
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours)
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L _f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
M _t	Moment en travée
M _a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S _t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V ₀	Effort tranchant a la base
K _t	Facteur de terrain
Z ₀	Paramètre de rugosité
Z _{min}	Hauteur Minimale
C _r	Coefficient de rugosité
C _t	Cohésion
C _d	Coefficient dynamique
C _e	Coefficient d'exposition
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure
C _p	Coefficient de pression nette

R	Force résultante
F_{fr}	Force de frottement
C	Cohésion
C_c	Coefficient de compression
C_s	Coefficient de sur consolidation
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat}	Teneur en eau saturé
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
z	Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

$\emptyset$	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Introduction générale

INTRODUCTION

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger due à ce choix (construction verticale) à cause des dégâts engendrer par le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 MAI 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismique qui protègent convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- **La sécurité** (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- **Economie** : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- **Confort.**
- **Esthétique.**

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment multi-étage de 11 niveaux, composé de trois sous-sols, plus un entre-sol, plus rez-de-chaussée et quatre étages courants et enfin étage attique. Le projet est à usage d'habitation pour la superstructure et a un parking pour l'infrastructure. L'étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et les choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, poutrelle, escalier, les dalles).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique et sismique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul STAAD.Pro V8i.
- La cinquième étape c'est l'étude des vents
- La sixième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La septième étape portera sur l'étude de fondations
- Enfin, le mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter les caractéristiques du bâtiment étudié, Telles que: le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est un bâtiment multifonctionnel. Le rez-de-chaussée est destiné à l'usage administratif, et les étages supérieurs à l'usage d'habitations. L'ouvrage est implanté dans la wilaya de **ALGER** commune **KOUBA** selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version2003) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

I.1.a: Description de l'ouvrage :

Ce bâtiment est composée de:

- Trois sous-sols sont à usage de parking.
- Entre sol.
- Du 1^{er} au 6^{ème} étage à usage d'habitation.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.

I.1.b : Caractéristiques géométriques :

I.1.b.1 : Dimensions en élévation :

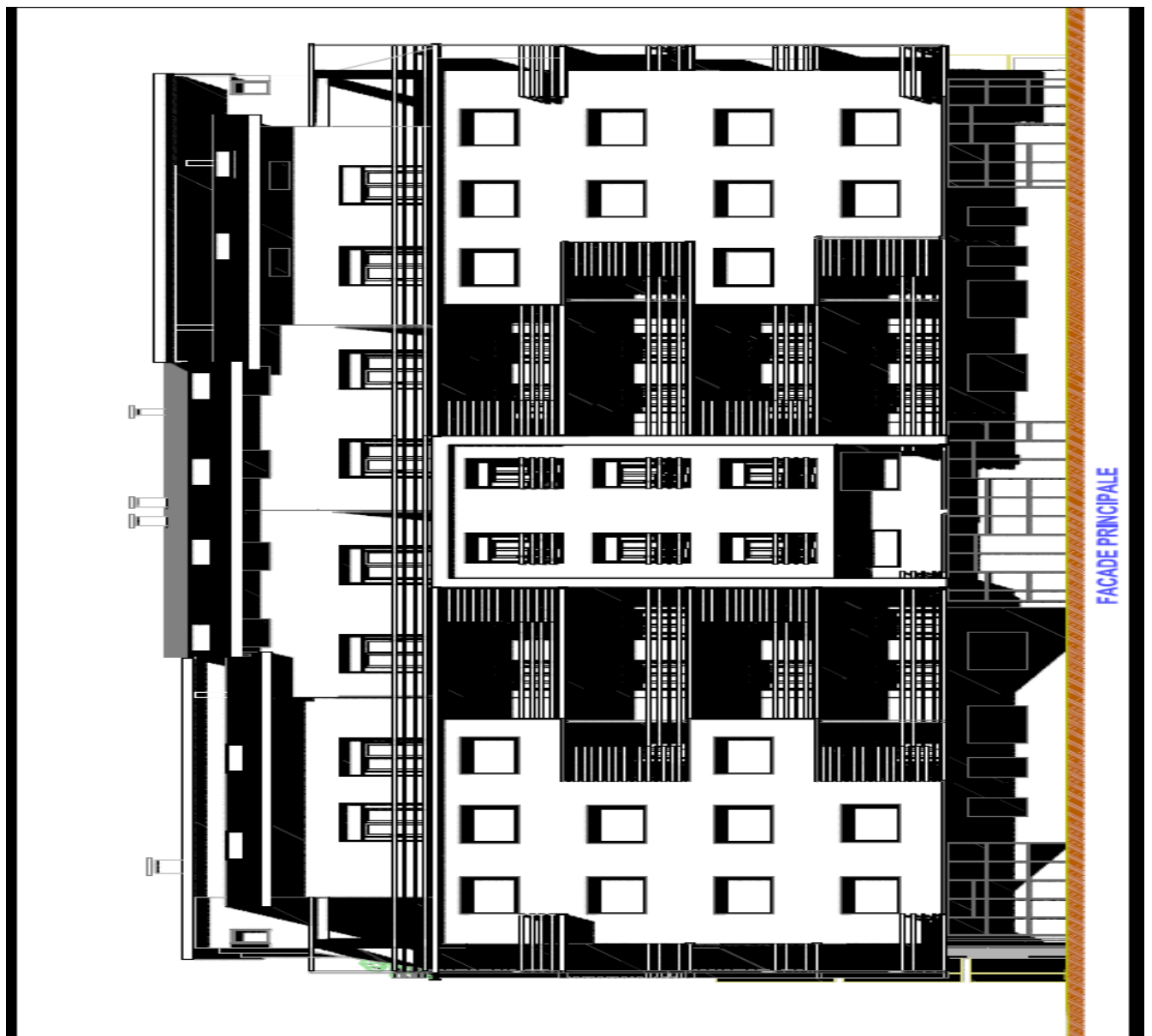
Hauteur totale du bâtiment (à partir de niveau +0,00) (m)	Hauteur du RDC (m)	Hauteur des étages courants (m)	Hauteur de chaque sous-sol (m)	Hauteur d'entre sol (m)	Hauteur d'étage attique (m)
25,17	3,20	3,20	2,5	3,06	2,96

Tableau I.1 : Dimension en élévation de la structure.

I.1.b.2 : Dimensions en plan :

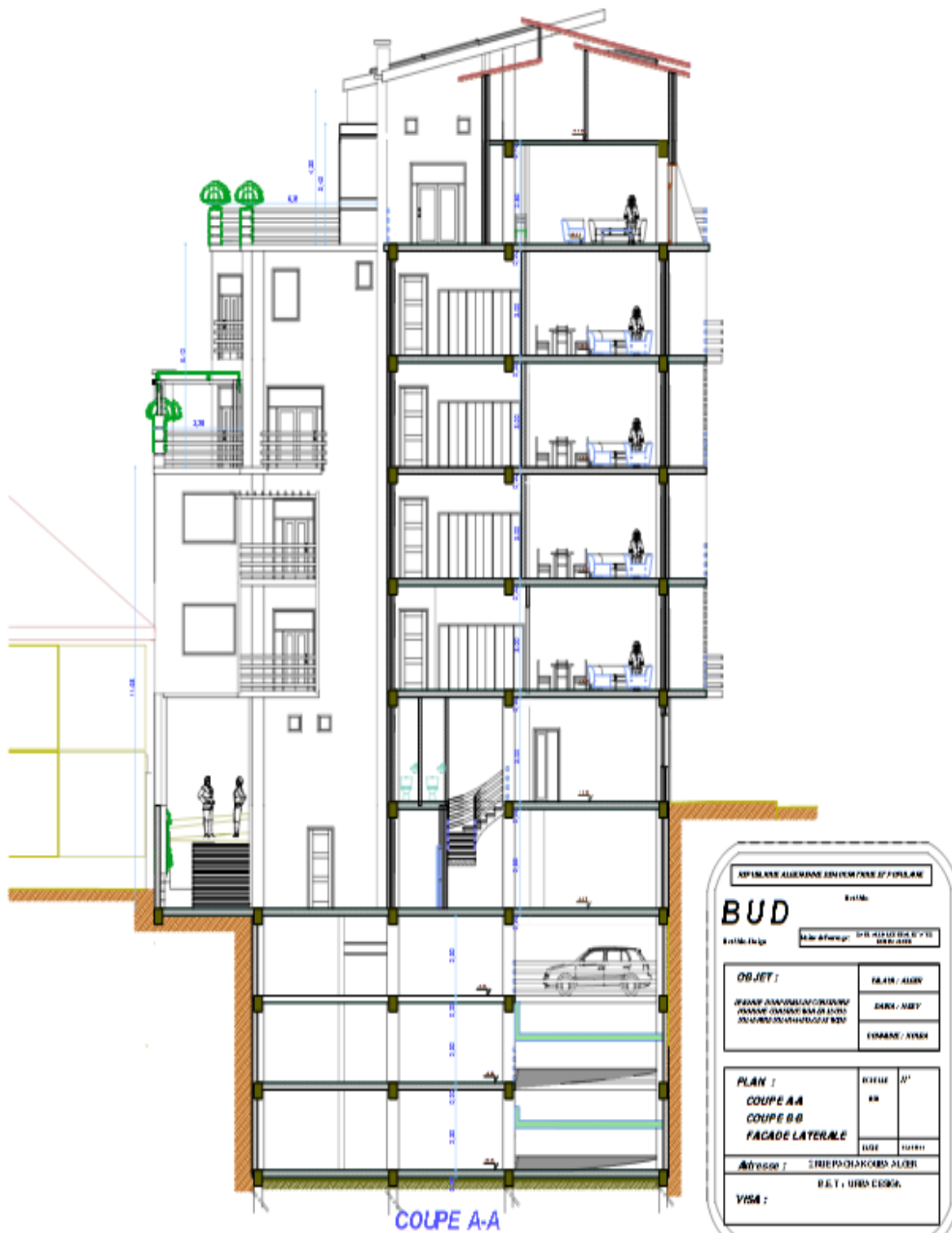
Longueur totale du Bâtiment (m)	Largeur totale du bâtiment (m)
46,17	17,73

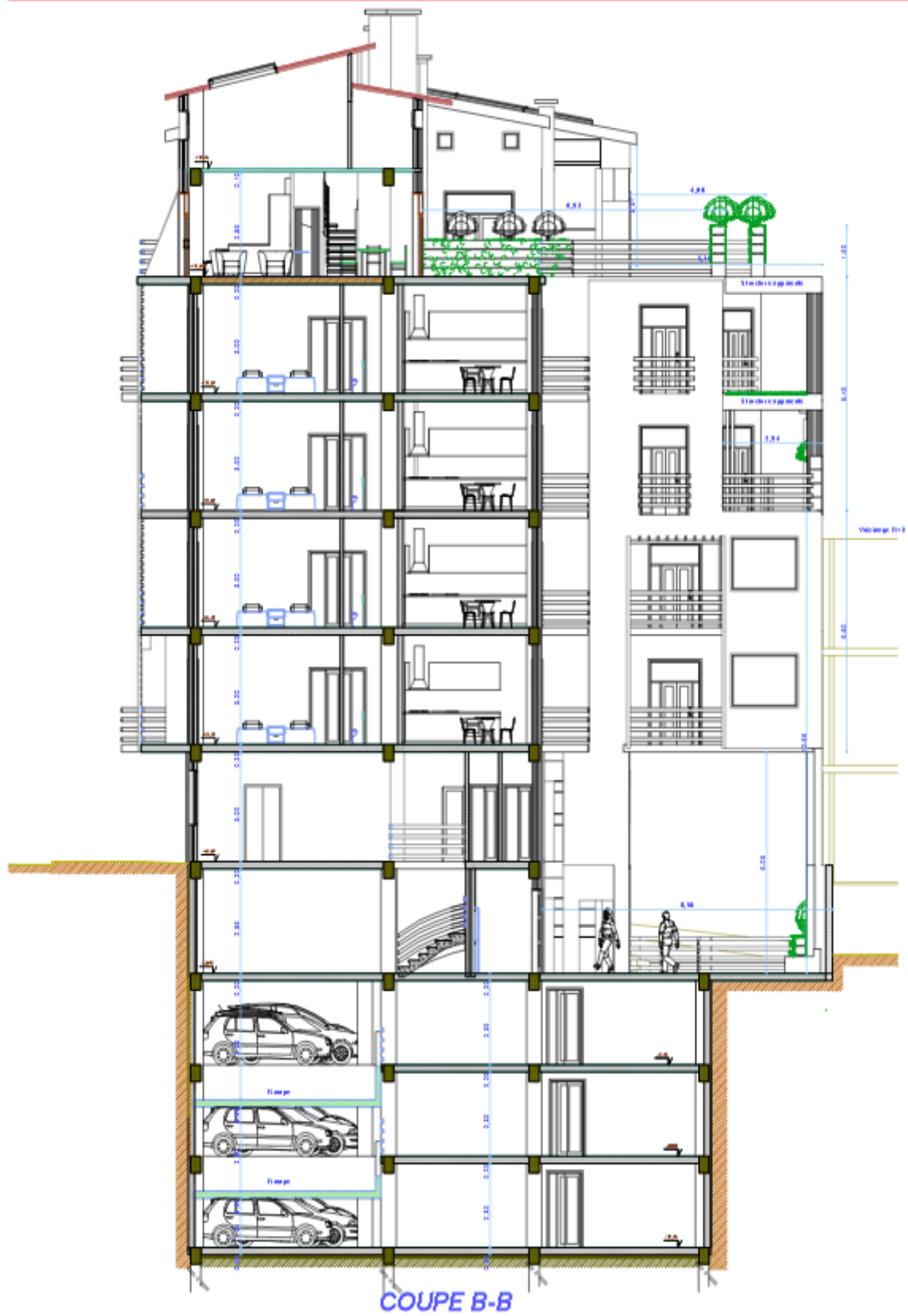
Tableau I.2 : Dimension en plan la structure.





FACADE LATÉRALE







I.1.b.3. Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, assuré par des portiques et voiles en béton armé.

I.1.b.4. Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions, Notre Bâtiment comporte deux types de planchers:

- Dalle pleine (balcons, escalier, planché de sous-sol).
- Dalle corps creux pour tous les autres étages.



Figure I.1 : plancher à corps creux.

I.1.b.5. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, on a deux types d'escalier dans notre bâtiment:

- Escalier balancé à double quartier tournant pour les sous-sols
- Escalier balancé à quartier tournant médian pour les étages.

I.1.b.6. Ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. La structure comporte deux cages d'ascenseur, du sous-sol jusqu'à le dernier étage de bloc.

I.1.b.7.Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.



Figure I.2 : Brique creuse.

Murs extérieurs :

Ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- Lamé d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

Murs intérieurs : Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne) et une double cloison de 30 cm au niveau des locaux commerciaux.

Revêtement:

- * En carrelage pour les planchers courants.
- * En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- * En mortier pour les plafonds et les murs intérieurs.

Poteaux: Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

Les Balcons: Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

La contrainte admissible du sol est de **3.00 bars**. La résistance minimale à la pénétration est de **74 bars**. La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **2,00 m** par rapport au terrain naturel. La catégorie de site **S2**.

I.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes

Aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93^[3], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91^[2], ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003^[1].

I.2.1. Béton**Composition:**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : Le CPJ - CEM II/B 42,5
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq DS \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq Dg \leq 15$) mm
- **Eau de gâchage**: Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [1] :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression**: Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28

jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16–32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et la section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on adopte une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 MPa**.

➤ **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction direct sur les cylindres précédents.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

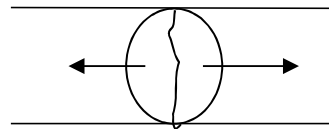


Figure I.3: Essai Brésilien

Traction par flexion: à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion à quatre points :

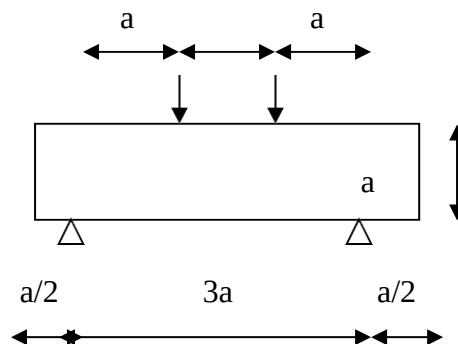


Figure I.4 : Traction par flexion.

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})^{[2]}$$

Pour notre ouvrage, on adopte un dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité

Longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de

Déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}^{[2]}$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve: $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$.

Module de déformation différé :

IL est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à

24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}^{[2]}$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve: $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

Coefficient de Poisson:

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une

Variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversale de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

Etat Limite Ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

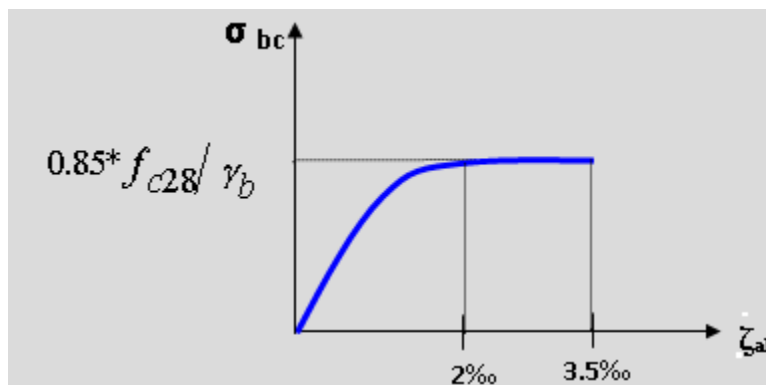


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

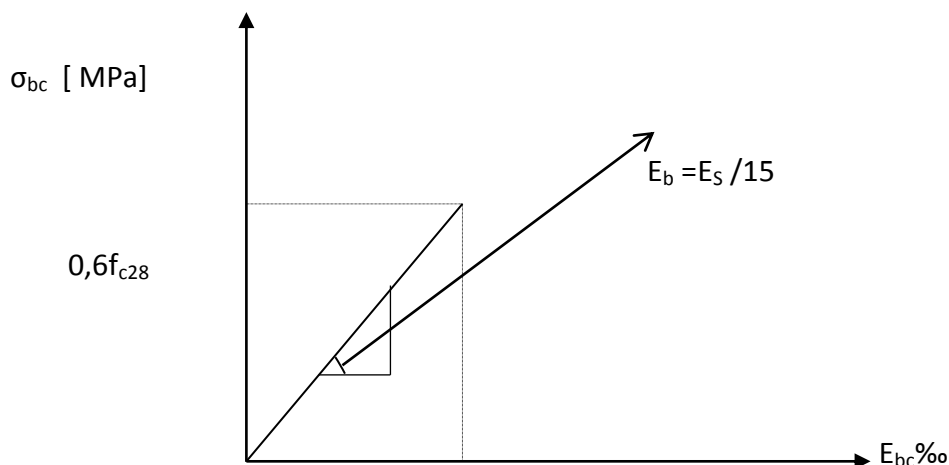


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.2.2. Aciers

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Les limites élastiques :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le "**BAELL91 mod99**" ^[2] dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	<i>FeE22</i>	215	22	380 – 390
	<i>FeE24</i>	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	<i>FeE400</i>	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6mm$	500	14	580

Tableau I.3 : Type et nuance des aciers.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limite de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

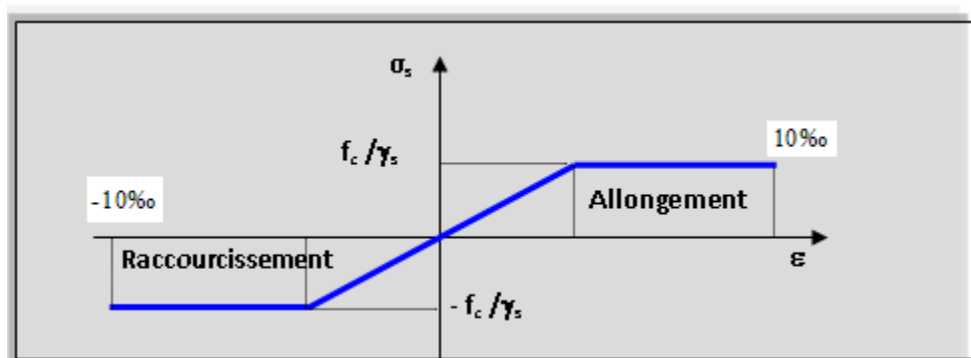


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situation accidentel les} \end{cases}$$

- f_e : Contrainte limite élastique

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_s = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \quad (MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right) \quad (MPa)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.3. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible Résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou Composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

- La contrainte de calcul, notée “ σ_s ” et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- ◆ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

- ◆ Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux voiles et autres passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement qui se présente comme une étape très importante dans un projet de construction en génie civil, en se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99^[1](**règlement parasismique algérien**) version 2003, BAEL 91^[2](**béton aux états limites**) modifié 99 et CBA 93^[3](**règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

- Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.
- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Nous avons choisi deux types de planchers :

- plancher en corps creux ;
- plancher en dalle pleine ;

II.2.1. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{l}{25} < e < \frac{l}{20}$$

Avec: e: l'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L: la portée maximale de la poutre $\rightarrow L_{\max} = 5,00 \text{ m}$

$$\rightarrow 20 \text{ cm} < e < 25 \text{ cm.}$$

Donc on opte un plancher de **(20 + 4) cm**.

II.2.2.PLANCHER EN DALLE PLEINE:

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour les étages inférieurs (RDC + Sous-sols+ parkings) qui sont à usage commerciale ;

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

1 -Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **$e = 11 \text{ cm}$.**

2 -Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 16 \text{ cm}$.**

3 - Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($l_x = 5,00 \text{ m}$).

On aura donc : $10 \leq e \leq 12,5 \text{ (cm)}$

Donc on limite notre épaisseur à : **12 cm.**

4- Conditions de la flèche :

La condition à vérifier est la suivante :

$$f_{\max} < \frac{l_{\max}(\text{cm})}{500} ; \text{ Si la portée } L \leq 5\text{m.}$$

$$f_{\max} < 0,5 (\text{cm}) + \frac{l_{\max}(\text{cm})}{1000} ; \text{ Si la portée } L > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = L_x = 500 \text{ cm}$;

$$F_{\max} = \frac{5ql_x^4}{384EI} \leq \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ avec : } \rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{625ql_x^3}{8Eb}}$$

- Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$

Plancher sous-sol :

L = La portée maximale de la poutre $L_{\max} = 5,00\text{m}$

$G = 8,89\text{KN/m}^2$ $\longrightarrow$ Charge permanente.

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ $\longrightarrow$ Charge d'exploitation.

(Plancher sous-sol ; voir descente de charge).

Ceci nous donne :

$$q = (G+Q) b \longrightarrow q = 11,39\text{KN/m}^2.$$

$E = 10818,86\text{MPa}$ (voir caractéristique des matériaux)

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{625 \times 11,39 \times 10^{-3} \times 5^3}{8 \times 10818,86 \times 1}}$$

$$\text{D'ou: } e \geq 0,2174 \text{ m} = 21,74\text{cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur $e = \max (11 ; 12 ; 16 ; 25)$ Notre choix est porté sur une dalle d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

Dalle pleine du Balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par la longueur de console qui égale : $L = 1,70 \text{ m}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

Conditions de la flèche :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \longrightarrow q_u = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 3,5 = 14,05 \text{ KN (charge répartie)}$$

$$p_u = 1,35G \longrightarrow p_u = 1,35 \times 10,94 = 14,76 \text{ KN (charge concentrée)}$$

$$F = \frac{pl^3}{3E_v I} + \frac{ql^4}{8E_v I} < \frac{l}{250}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{125(8pl^2 + 3ql^3)}{E_v b}}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{125((8 \times 14,76 \times 1,7^2) + (3 \times 14,05 \times 1,7^3)) \times 10^{-3}}{10818,86 \times 1}}$$

$$e \geq 0,185 \text{ m} = 18,5 \text{ cm}$$

Nous avons opté une épaisseur de **20 cm** pour (les balcons).

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : [DTR 2- 2.6]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage, ce dernier contient les types de planchers suivants :

- 1- plancher terrasse inaccessible en corps creux (20 + 4) cm.
- 2- plancher en dalle pleine (e = 25) cm pour les troissous-sols.
- 3- plancher courant en corps creux (20 + 4) cm.

a. Les charges permanentes :

II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)

➤ **En corps creux :**

	Element	Epaisseur (cm)	Masse volumique KNm ³	G (kN/m ²)
1	Etanchéité multicouches	2	6	0,12
2	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
3	Dalle à corps creux (20+4) cm			3,20
4	Enduit au plâtre	2	10	0,20
5	Ecran sous- toiture			0,05
6	Chevron			1,70
7	Tuiles			0,80
Total ∑ G				6,23

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.

II.3.2. Plancher de l'étage courant

➤ **Dalle en corps creux :**

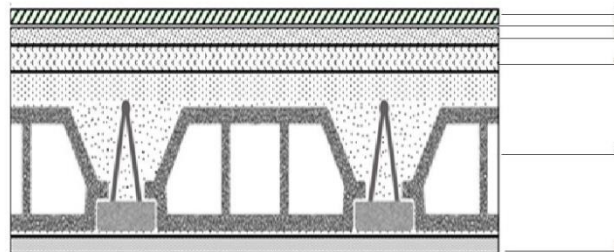


Figure II.1: Coupe verticale du plancher courant en corps creux.

	Element	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m ³	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle à corps creux (20+4) cm			3,20
5	Enduit à la plate	2	10	0,20
6	Cloisons légères			1,00
Total ∑ G				5.74

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant en corps creux (20+4)

II.3.3. Escalier**II.3.3.1. Palier :**

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m³	G (kN/m²)
1	Carrelage	2	20	0,50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle à épaisseur	15	25	3,75
5	Enduit en ciment	2	10	0,36
Total $\sum G$				5,55

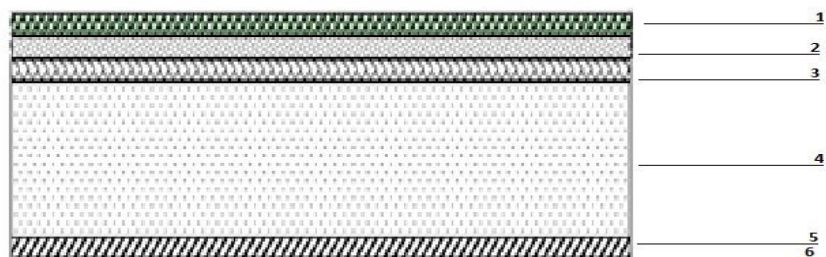
Tableau II.3 : Charge permanente du palier.**II.3.3.2. Paillasse :**

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m³	G (kN/m²)
1	Poids propre de la paillasse	15	25	4,30
2	Poids propre de la marche	/	25	2,25
3	Carrelage	2	20	0,50
4	Mortier de pose	2	20	0,40
5	Garde-corps	/	/	1,00
6	Enduit en ciment	2	10	0,20
Total $\sum G$				8,65

Tableau II.4 : Charge permanente de paillasse.

I.3.4.Balcon

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m ³	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle à épaisseur	20	25	5
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
Total $\sum G$				6,52

Tableau II.5 : charge permanente du balcon en dalle pleine.**II.3.5.Plancher (Dalle pleine s-sol)****Figure II.2:** Coupe verticale du plancher en dalle pleine (sous-sol).

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m ³	G (kN/m ²)
1	Mortier de pose	2	20	0,40
2	Lit de sable	3	18	0,54
3	Dalle pleine à épaisseur	25	25	6,25
4	Enduit en plâtre	2	10	0,20
5,6	Couche appelée chape bouchardée (2cm) avec des joints de fractionnement tous les 1 m²			1,50
Total ∑ G				8,89

Tableau II.6 : Charge permanente du plancher s-sol en dalle pleine.

II.3.6.Maçonnerie:

- Mur extérieur (à double cloison)

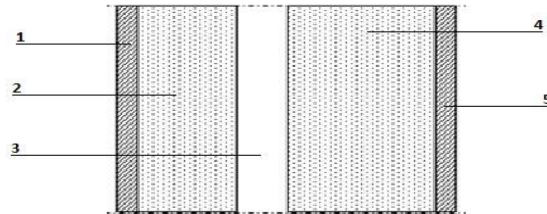


Figure II.3 : Constituants d'un mur extérieur.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m^3	G (kN/m^2)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0,20
2	Briques creuse	10	9	0,90
3	L'âme d'air	5	0	0
4	Briques creuse	15	/	2
5	Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
Total $\sum G$				2,81

Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur extérieur.

- Mur intérieur:

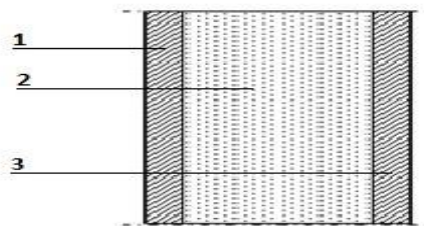


Figure II.4 : Constituants d'un mur intérieur.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m ³	G (kN/m ²)
1	Enduit au plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Enduit au plâtre	2	10	0.20
Total $\sum G$				1.30

Tableau II.8 : charge permanente d'un mur intérieur.**Dalle pleine :**

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m ³	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit à la plate	2	10	0,20
6	Cloisons légères			1
Total $\sum G$				7,54

Tableau II.9: Charge permanente du plancher à dalle pleine.

B/ Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Nature du plancher	Charge d'exploitation
Plancherterrasse (inaccessible)	Q= 1,0 kN/ml
Plancher à usage habitation	Q= 1,5 kN/ml
Plancher à usage administratif	Q= 2.5 kN/ml
Escaliers	Q= 2,5 kN/ml
Balcon	Q= 3,5 kN/ml
Parking	Q= 2,5 kN/ml

Tableau II.10: Charge d'exploitation

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS :**II.4.1. POUTRES**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 ^[2] (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99)^[1] ; elles doivent vérifier aussi la rigidité ce qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

 **Selon les règles BAEL 91^[2] :**

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

✚ Selon le RPA 99 modifié en 2003 : pour la zone III

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } h \geq 30\text{cm} \\ \bullet \text{ La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } b \geq 20\text{cm} \\ \bullet \text{ Le rapport hauteur largeur doit être : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

A- Les poutres principales:

Poutre supportant des nervure ou des poutrelles et reposant elle-même en transmet les charges sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,3 \leq h \leq 50$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Vérifications:

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99}^{[1]} \text{ sont vérifiées}$$

B- Poutres secondaires (des planchers des trois S/sol) :

Sont des poutres non porteuse qui Relient les portiques entre eux pour ne pas basculées.

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

$$33,33 \leq h \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérifications:

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Pour les étages courants les poutres secondaire se sont des chainages leur pré-dimensionnement se fait par la condition :

$$h \geq \frac{L}{15} \longrightarrow \frac{500}{15} = 33,33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \text{On choisit une poutre de : } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

Conclusion

Le tableau ci-dessous résume le résultat du pré-dimensionnement final des poutres

	Plancher à corps creux		Plancher à dalle pleine
	Plancher terrasse	Plancher courant	S-Sols
Poutres principales	30 x 45	30 x 45	30 x 45
Poutres secondaires	30 x 40	30 x 40	30 x 40

Tableau II.11.Dimensions finales des poutres

II.4.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

A-Principes :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure c'est-à-dire celui qui reprend la plus grande surface. Dans notre étude, nous allons prendre en considération un poteau central.

Pour ce type de poteau on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression pour les charges d'exploitation]

B- ETAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT (CALCUL) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le " **RPA99 modifié en 2003**^[1] ".

C-LOI DE DEGRESSION :

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 d'exploitation identiques Q à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3+i}{2i} \cdot \sum (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"}^{[2]}$$

Avec :

i: Nombre d'étage.

Q₀ : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

On a :

$$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 \dots Q_6 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_7 \dots Q_{11} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P6	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P5	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,925
P4	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P3	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P2	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P1	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P.RDC	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	9,16
P. Entresol	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	10,61
P. s-sol 1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	11,89
P. s-sol 2	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	13,35
P. s-sol 3	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	14,54

Tableau II.12 : Dégression des surcharges

D- Calcul des poteaux à la compression simple

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

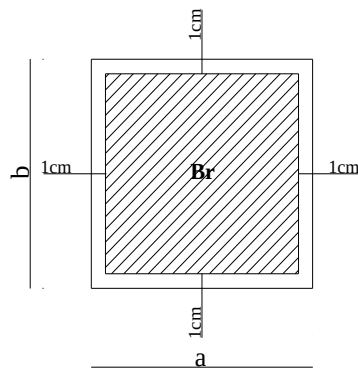


Figure II.5: Section réduite du poteau

✚ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [2]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

✚ Selon le « **RPA99 zone III** » [1]

$$\frac{A_s}{Br} \geq 0,8\%$$

E-Le minimum requis par « RPA99 modifié en 2003 » ^[1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum:

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

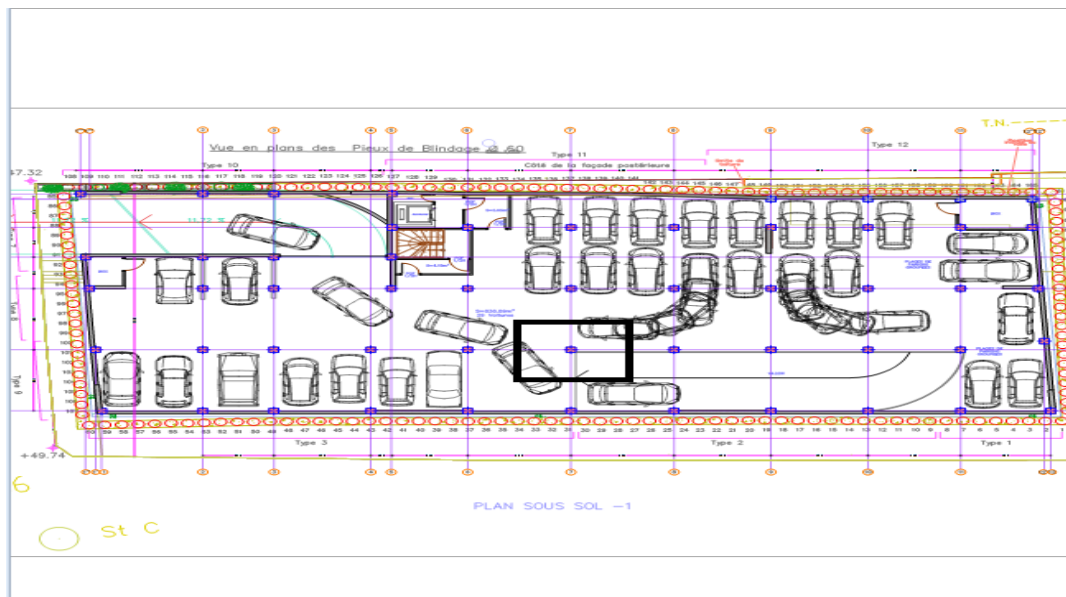
Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité :



En examinant les surfaces tributaires des poteaux, on a trouvé que le poteau le plus sollicité est le poteau (D-7).

Le poteau considéré est :

Poteau central (D-7) : $S = 25\text{m}^2$

$$S = \left[\frac{5+5}{2} \times \frac{5+5}{2} \right] = 25m^2$$

Détermination des charges :

➤ Charge permanente :

- Niveau terrasse :

-poids plancher terrasse : $\left[5 \times \left(\frac{5}{2} + 1,45 \right) \times 6,23 - 3,2 \times ((0,3 \times 3,95) + 4,7 \times 0,3) \right] = 114,74 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{ KN}$

-Poutre (secondaire)..... $(5/2+1,45) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 13,33 \text{ KN}$

$$G = 142,17 \text{KN}$$

Niveau étage 6 :

-Plancher corps creux..... $(1,45 \times (5/2) \times 5,74) - (0,3 \times 3,2 \times 5/2) = 18,40 \text{ KN}$

-Plancher dalle pleine..... $1 \times 2 \times 7,54 = 15,08 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $(5/2+1,45) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 13,33 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $(5/2+1,45+(5+5)/2) \times 2,8 \times 3,91 = 97,78 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,15 - 0,45) \text{Br} = 67,50 \text{Br KN}$

$$G = 158.69 + 67,50 \text{Br}$$

Niveau étage 5 :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 2,5 \times 5,74) - (0,3 \times 2,5 \times 5,74) = 67,44 \text{KN}$

-Plancher dalle pleine..... $(5 \times 2,5 \times 7,54) - (0,3 \times 2,5 \times 7,54) = 88,59 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $(5+1,45) \times 2,8 \times 3,91 = 70,61 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (2,96 - 0,45) \text{Br} = 62,75 \text{Br KN}$

$$G = 257,61 + 62,75 \text{ Br}$$

Niveau étage 4 :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 4,7 \times 3,2) = 130,37 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $5 \times 2,8 \times 3,91 = 54,74 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,2 - 0,45) \text{Br} = 68,75 \text{Br KN}$

$$G = 216,08 + 68,75 \text{ Br}$$

Niveau étage 3:

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 4,7 \times 3,2) = 130,37 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $5 \times 2,8 \times 3,91 = 54,74 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,2 - 0,45) \text{Br} = 68,75 \text{Br KN}$

$$G = 216,08 + 68,75 \text{ Br}$$

Niveau étage 2 :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 4,7 \times 3,2) = 130,37 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $5 \times 2,8 \times 3,91 = 54,74 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,2 - 0,45) \text{Br} = 68,75 \text{Br KN}$

$$G = 216,08 + 68,75 \text{ Br}$$

Niveau étage 1 :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 4,7 \times 3,2) = 130,37 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $5 \times 2,8 \times 3,91 = 54,74 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,2 - 0,45) \text{Br} = 68,75 \text{Br KN}$

$$G = 216,08 + 68,75 \text{ Br}$$

Niveau RDC :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 4,7 \times 3,2) = 130,37 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Maçonnerie (mur extérieur)..... $5 \times 2,8 \times 3,91 = 54,74 \text{KN}$

-Poteau..... $25 \times (3,2 - 0,45) \text{Br} = 68,75 \text{Br KN}$

$$G = 216,08 + 68,75 \text{ Br}$$

Niveau Entre sol :

-Plancher corps creux..... $(5 \times 5 \times 5,74) - (0,3 \times 9,7 \times 3,2) = 134,18 \text{KN}$

-Poutre (principale)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{KN}$

-Poteau..... $2,61 \times 25 \times \text{Br} = 65,25 \text{Br KN}$

$$G = 165,15 + 65,25 \text{ Br}$$

Niveausous- sol (1+2+3) :

-Plancher dalle pleine..... $(25 \times 8,89) - (0,3 \times 9,7 \times 6,25) = 204,06 \text{ KN}$

-Poutre (principal)..... $5 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 16,87 \text{ KN}$

-Poutre (secondaire)..... $4,7 \times 0,30 \times 0,4 \times 25 = 14,1 \text{ KN}$

-Poteau..... $2,05 \times 25 \times \mathbf{Br} = 51,25 \text{ Br KN}$

Niveaux	G (KN)	Q (KN/m ²)	$\mathbf{N_u}$ (avec majoration de (10% à 90jours et (10% pour la discontinuité) (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Le choix
---------	-----------	---------------------------	---	--------------------------	-----------	-------------

$$G = 235,03 + 51,25 \text{ Br}$$

Terrasse	141,97	19,75	267,75	/	/	/
P6	300,54+68,75Br	49,37	580,53+104,13Br	374	21,34	40x40
P5	558,15+130,25Br	98	1089,6+206,63Br	706,69	28,58	40x40
P4	774,23+199Br	126,25	1493,84+318,94Br	975,98	33,24	40x40
P3	990,31+267,75Br	152,5	1894,45+431,24Br	1246,92	37,33	50x50
P2	1206,39+336,5Br	175	2288,26+543,54Br	1517,26	40,95	50x50
P1	1422,47+405,25Br	193,75	2675,26+655,85Br	1787,18	44,28	50x50
P.RDC	1638,55+474,25Br	229	3092,2+786,15Br	2081,33	47,62	50x50
P. Entresol	1803,7+539,25Br	265,25	3427,77+874,73Br	2323,87	50,21	60x60
P. s-sol 1	2038,73+590,5Br	297,25	3869,77+958,45Br	2638,5	53,37	60x60
P. s-sol 2	2273,76+641,75Br	333,75	4319,94+1042,17Br	2962,34	56,43	60x60
P. s-sol 3	2508,79+693Br	363,5	4757,86+1125,887Br	3281,48	59,28	60x60

Tableau II.13: Choix final du poteau

Exemple de calcul :

$$N_{G6} = G = 300,54 + 68,75Br \quad \text{KN}$$

$$N_{u6} = 1,35 N_{G6} + 1,5 N_{Q6} = 580,53 + 104,13Br \quad \text{KN} \quad (\text{avec majoration } 10\% ; 10\%)$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc: } a = b = 21,34 \text{ cm}$$

Le choix: **a = b = 40 cm**

II.4.3.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99

Ils servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et charges d'exploitation
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99^[1] « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure

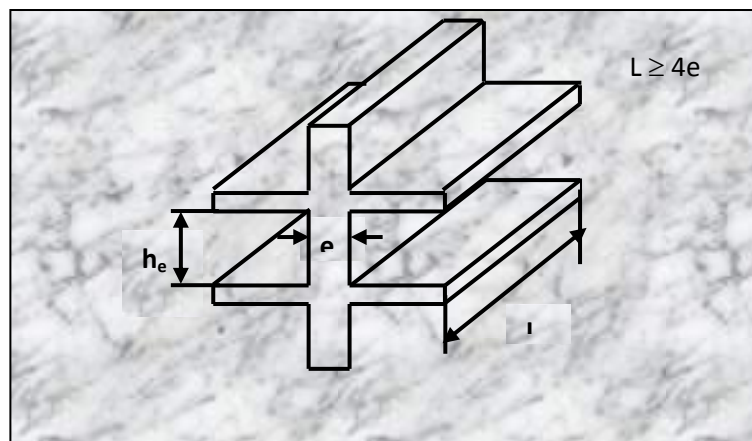


Figure II.6 : Coupée voile en élévation.

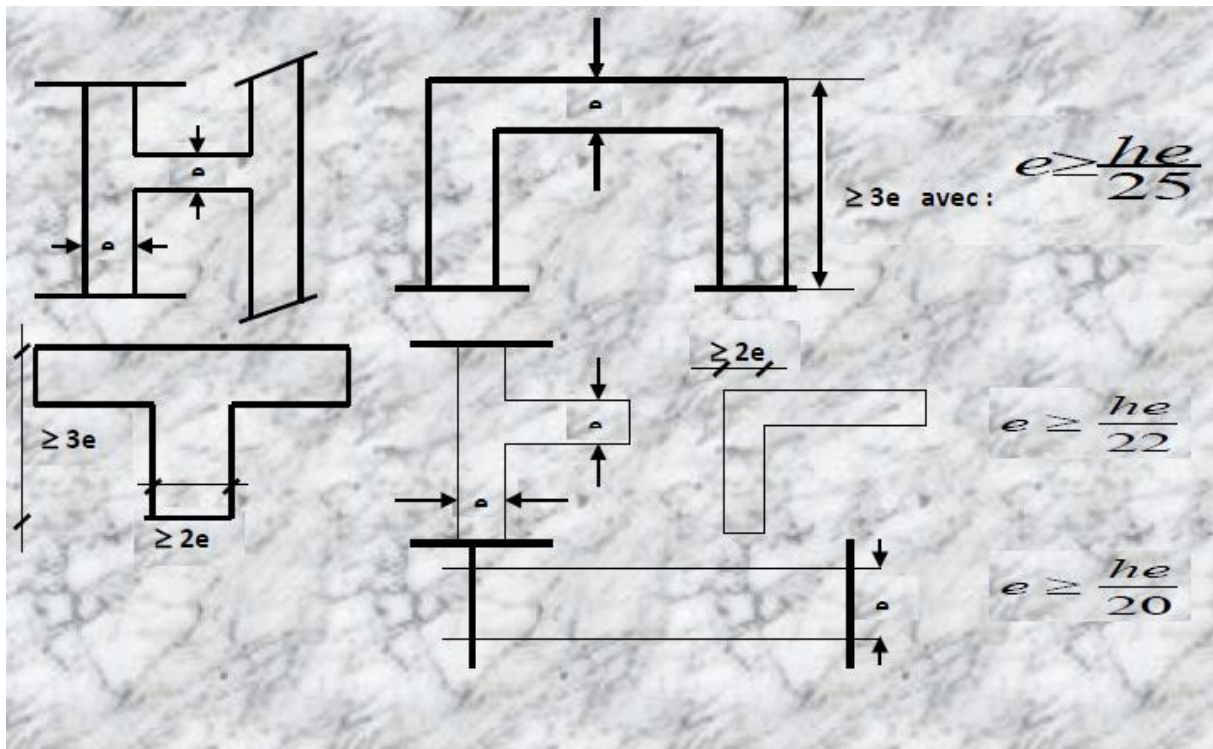


Figure II.7: Coupes de voiles en plan.

On a la hauteur de RDC **égale** la hauteur de l'étage courant = **3,20 m**

Donc : on prend la condition la plus défavorable :

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$$

$$h_e = 3,20 \rightarrow e \geq 16 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left\{ 15 ; 16 \right\} \longrightarrow a \geq 16 \text{ cm.}$$

Conclusion:

On opte finalement **a = 20 cm** pour tous les niveaux

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérerons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons :

- L'ascenseur
- Les escaliers
- Balcons
- Planchers

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99**^[2] » et le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003**^[1] ».

III.2. L'ASCENSEUR

Un ascenseur est un moyen de transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent.

Dans notre cas on a un ascenseur « **modèle Sac à dos** » fabriqué par une société espagnole s'appelle « **Tresa ascensore** »

On peut caractériser cet ascenseur comme suite :

Idéal pour petites et moyennes charges, il permet une bonne exploitation de l'espace gaine et il permet une configuration pour embarquement double à 90°. De plus il assure :

- La consommation d'énergie la plus réduite.
- Haut confort de fonctionnement.
- La salle des machines n'est pas nécessaire.
- Niveau sonore réduit.
- Système de secours automatique « Tresa matic » compris.

Chargé nominal (kg)	300-375
Vitesse (m/s)	1
Course max. (m)	25
Type de portes	Automatic/ Battante
Passage libre porte (mm)	500-800
Hauteur libre porte (mm)	2000-2100
Hauteur d'arrivée [recommandé/min.]* (mm)	3600 / 3350
Cuvette [recommandé/min.]* (mm)	1200 / 350

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'ascenseur modèle Sac à dos.

- Poids de la cabine vide : $P_c = 3,5 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 3 personnes) : $P_e = 3,5 \text{ KN}$
- Vitesse de l'ascenseur : $V = 1 \text{ m/s}$.

Pour évaluer la charge dynamique de l'ascenseur on va se baser sur le principe de la conservation de l'énergie cinétique : $\Delta E_c = \sum W_i$

W_i : Le travail effectué.

E_c : L'énergie cinétique.

Ainsi sur la loi de Newton : $\sum \vec{F} = M \cdot \vec{a}$

On va étudier le cas le plus défavorable dans une seule phase :

- $g = 10 \text{ m/s}^2$.
- $V = 1 \text{ m/s}$ (maximale).

On aura donc : $\frac{1}{2} M (V^2 - V_0^2) = F \cdot H$

$$\frac{1}{2} M (V^2 - V_0^2) = M(g + a) \cdot H \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

V : la vitesse finale qui est égale à 1 m/s .

V_0 : la vitesse initiale qui est nulle.

M : la masse de la cabine.

H : le déplacement qui égale à $H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} \Rightarrow 18.82 - 2,2 = 16.62 \text{ m}$

a : l'accélération de l'ascenseur.

$$(1) \quad \Rightarrow \quad \frac{v^2}{2} = (g + a).H$$

$$a = \frac{1}{H} \left[g.H - \frac{v^2}{2} \right]$$

$$a = 9,97 \text{ m/s}^2$$

Donc:

$$F_{\text{cabine}} = 3.5 \times 9.97 = 34.89 \text{ KN}$$

$$F_{\text{exploitation}} = 3.5 \times 9.97 = 34.89 \text{ KN}$$

Pour le contre poids (y compris la machinerie), il doit être majoré par 10 % pour raison de sécurité (pour éviter un renversement éventuel).

$$\text{Donc :} \quad F_{\text{c.poids}} = 1,1(F_c + F_e) = 76.75 \text{ KN}$$

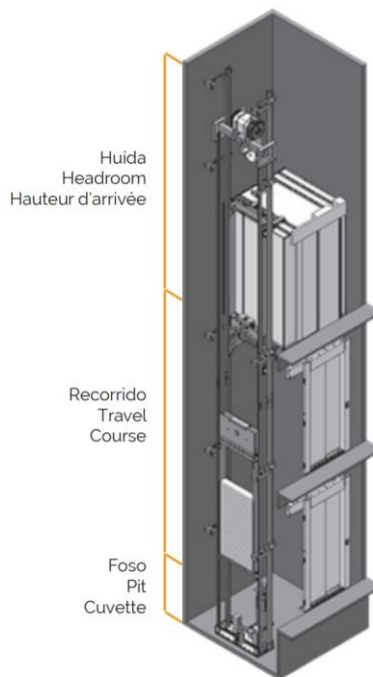


Figure III.1 : coupe longitudinale de la cage d'ascenseur.

III.3. ESCALIER

III.3.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Le bâtiment étudié comporte deux types d'escalier. On présente ici le plus défavorable.

III.3.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

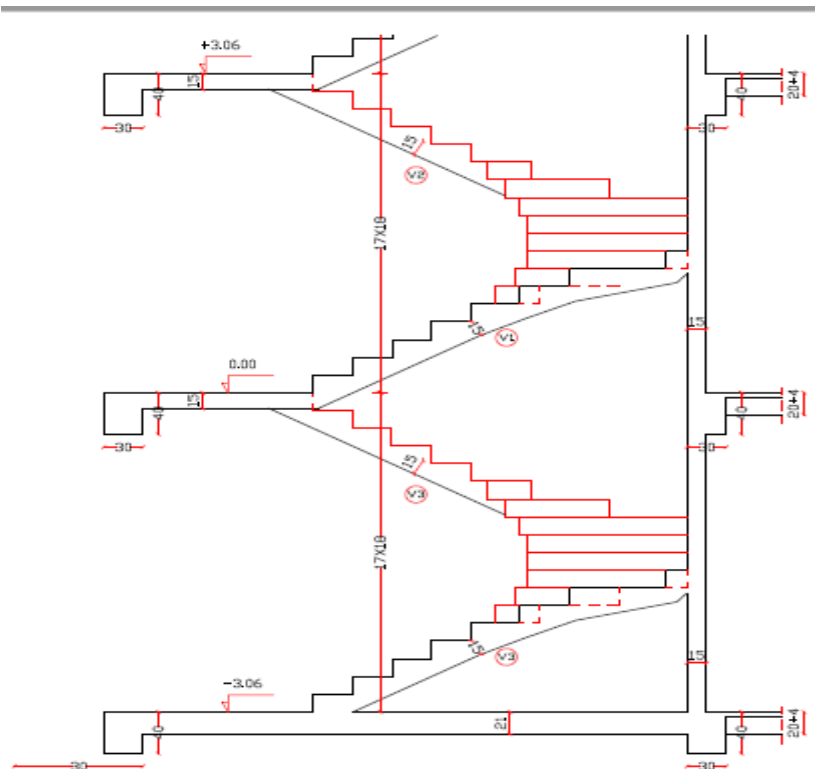


Figure III.2 : coupe longitudinale de l'escalier

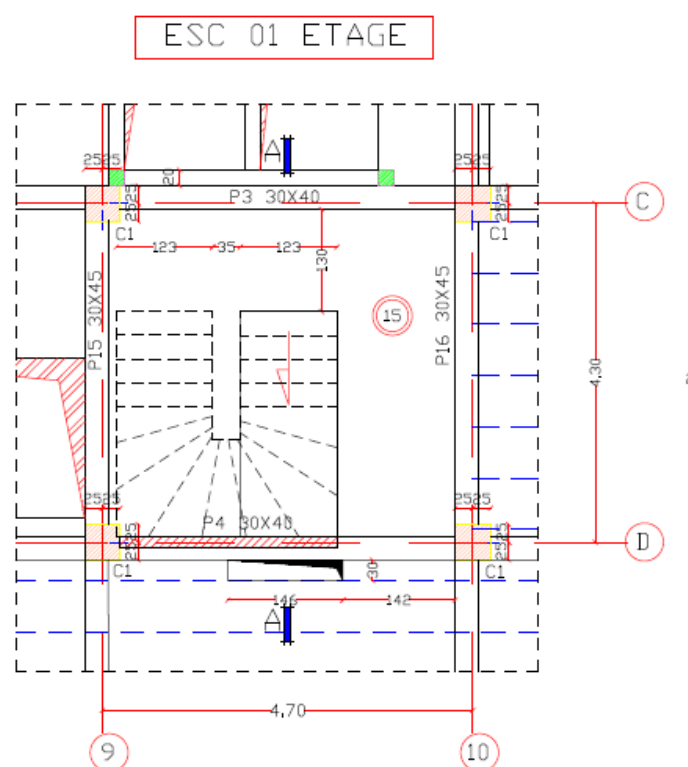
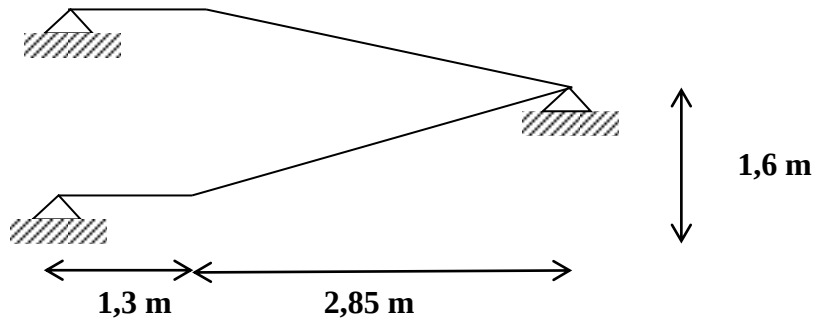


Figure III.3 : Coupe transversale de l'escalier.

Schéma statique de l'escalier :**Figure III.4 :** Schéma statique de l'escalier

- Hauteur de la marche : **$h = 18 \text{ cm}$**
- Largeur de la marche : ***(variable)***
- Nombre de contre marche : **9**
- Nombre de marche : **8**

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 14 \leq e \leq 22 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur **$e = 15 \text{ cm}$**

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,31^\circ$$

III.3.3. EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :➤ Charge permanente :

- Carrelage 0,50KN/m²
- Mortier de pose.....0,40KN/m²
- Lit de sable.....0,54KN/m²
- Dalle pleine..... 3,75KN/m²
- Enduit en ciment..... 0,36KN/m²

$$G_1=5,55\text{KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

b. Paillasse :➤ Charge permanente :

$$\text{- Poids propre de la paillasse } \left(\frac{25 \times 0,15}{\cos 29,31} \right) = \dots\dots\dots 4,3\text{KN/m}^2$$

$$\text{- Poids propre de la marche } \frac{25 \times 0,18}{2} = \dots\dots\dots 2,25\text{KN/m}^2$$

$$\text{- Carrelage} \dots\dots\dots 0,50\text{KN/m}^2$$

$$\text{- Mortier de pose} \dots\dots\dots 0,40\text{KN/m}^2$$

$$\text{- Garde-corps } \dots\dots\dots 1,00\text{KN/m}^2$$

$$\text{- Enduit en ciment} \dots\dots\dots 0,36\text{KN/m}^2$$

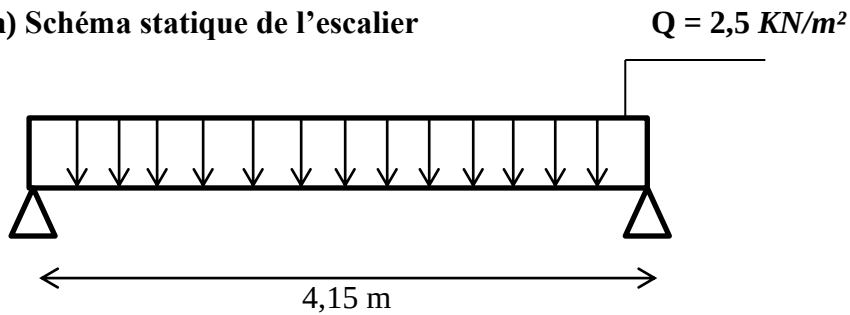
$$G_2=8,81 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

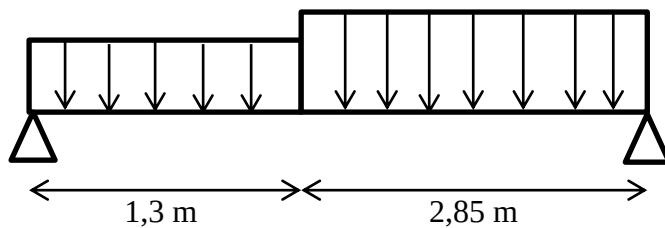
III.3.4. DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

a) Schéma statique de l'escalier



$$G_1 = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 8,81 \text{ kN/m}^2$$

b) Combinaison des charges :E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

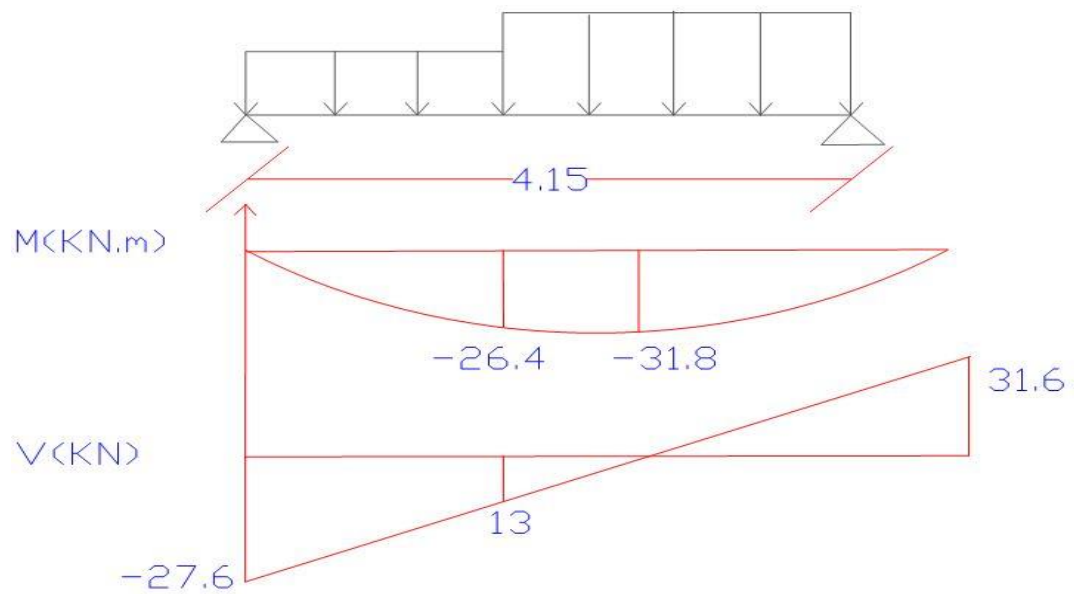
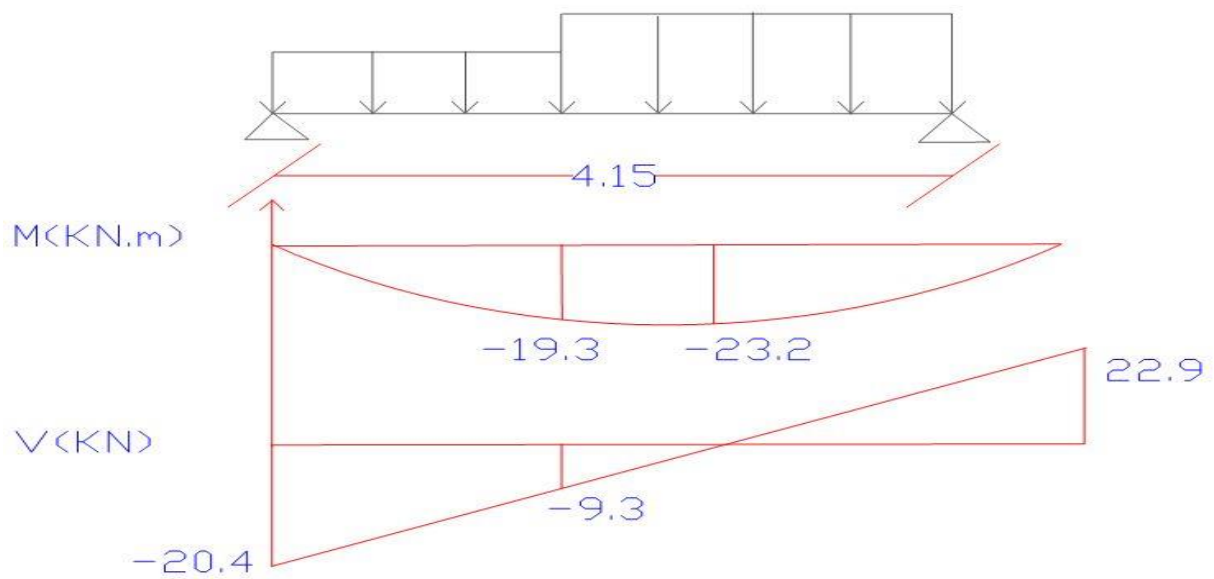
$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	$q_1 \text{ (kN/ml)}$	$q_2 \text{ (kN/ml)}$
<i>ELU</i>	11,24	15,64
<i>ELS</i>	8,05	11,31

Tableau III.2 : Charge à l'ELU et l'ELS de l'escalier.

III.3.5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M ;T)

➤ ELU:ELS:

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Le moment en appui : $M_a = 0,5 M_0$

	M (ELU) KN.m	M(ELS) KN.m
En travée	27,03	19,72
En appui	15,9	11,6

Tableau III.3 : Les efforts internes de l'escalier

III.3.6. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$
Tel que : $b=100cm$; $h=15cm$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa$$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	15,9	0,062	Oui	0	0,079	13,07	3,5	6T12	6,78
Travée	27,03	0,105	Oui	0	0,138	12,75	6,09	6T12	6,78

Tableau III.4 : Ferrailage de l'escalier.

Espacement :

▪ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$

On prend : **esp=15cm**

▪ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$

On prend : **esp=15cm**

Armature de répartition :

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,39\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de $6T8=3,01\text{cm}^2$ avec $S_t=15\text{cm}$

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,39\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de $6T8=3,01\text{cm}^2$ avec $S_t=15\text{cm}$

III.3.7. VÉRIFICATIONS**a. Condition de non fragilité ^[2] :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.63\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.63\text{cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant ^[2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31,6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,23\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des armatures transversales ^[2] :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte des armatures tendues.

d.1. Vérification des contraintes du béton :**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c=c'=2,5cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	19,72	6,78	4.32	11257.88	7,56	Vérifiée
Appui	11,6	6,78	4.32	11257.88	4,45	Vérifiée

Tableau III.5 : Vérification à l'E.L.S.

d.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites^[3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{415} = 0,036 < 0,0625 \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{6,78}{100 \times 13,5} = 0,005 \leq 0,0105 \dots \text{vérifiée} \\ 0,036 \geq 0,085 \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

M_{ser} (KNm)	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)
19,72	6,78	0,0049	215,44	4,18	1,67	0,39	31553,7	13193,59	21006,51

Tableau III.6: Vérification de la flèche de l'escalier.

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,8 \text{ cm} \\ f_v = 1,4 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,6 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{1000} + 0,5 = \frac{415}{1000} + 0,5 = 0,915 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,6 \text{ cm} < \bar{f} = 0,915 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

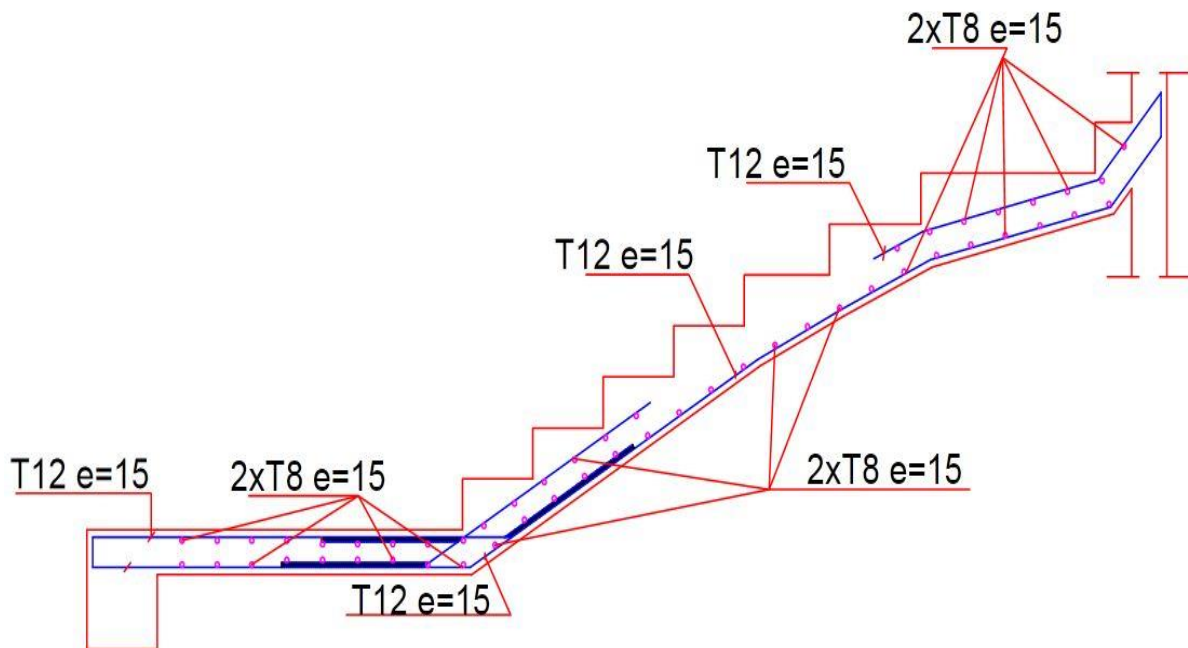


Figure III.5 : Ferrailage de l'Escalier.

III.4. Etude des balcons :

III.4.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

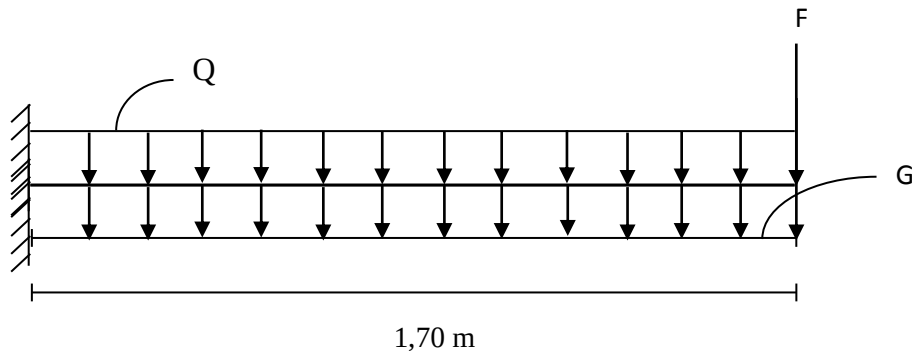


Figure III.6: Schéma statistique du balcon.

III.4.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

Evaluation des charges: épaisseur de la dalle $e = 20\text{cm}$

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- **Charge permanentes :** $G_1 = 6,52 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation :** $Q_2 = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- **Charge concentrée :** $G_2 = 10,94 \text{ KN/ml}$ (maçonnerie).

Calcule Pour une bande de 1m :

- **Charge permanant :** $G \times 1\text{m} = 6,52 \times 1 = 6,52 \text{ KN/m}$
- **Charge d'exploitation :** $Q = 3,5 \text{ KN/m}$, pour une bande de 1m.
- **Charge concentrée :** $F = 10,94 \times 1 = 10,94 \text{ KN}$, Pour une bande de 1m,

a. Combinaisons des charges :**ELU :**

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

$$q_s = G + Q + P$$

$$F_s = F$$

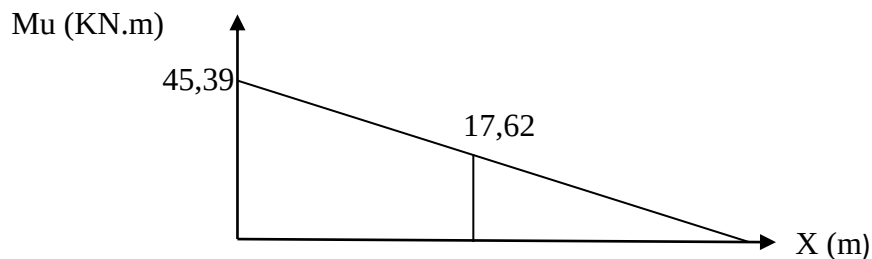
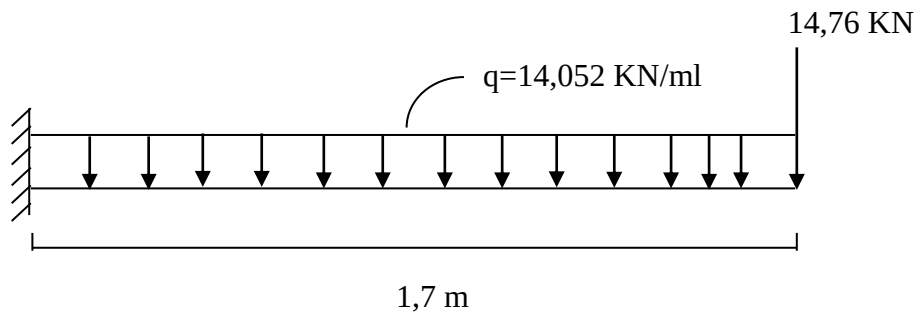
	ELU	ELS
q (kN/m)	14,052	10,02
F(kN)	14,77	10,94

Tableau III.7 : Les combinaisons des charges du balcon.**a. Calcul des efforts internes :**

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$T(x) = -[F + qx] \dots \dots \dots (1)$$

$$M(x) = q(L^2/2) + FL \dots \dots \dots (2)$$

ELU :**Figure III.7 :** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

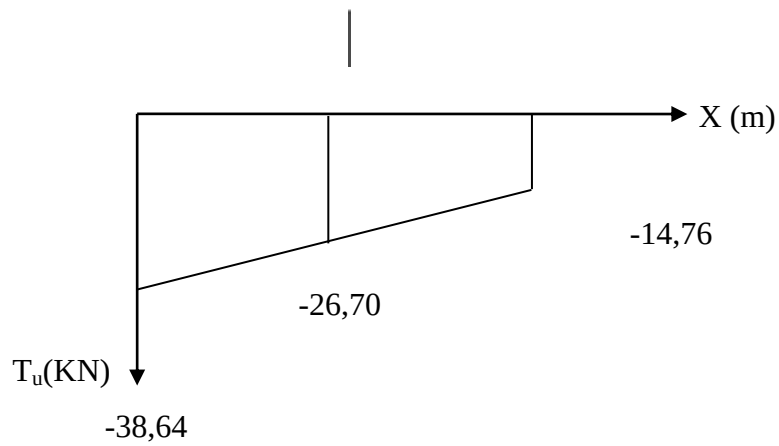


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

ELS :

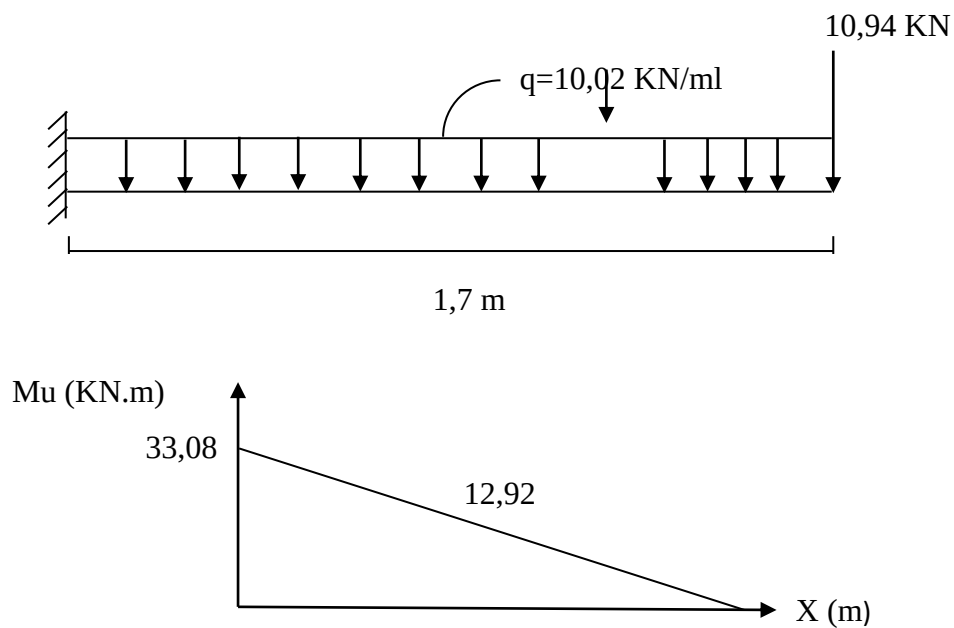


Figure III.9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

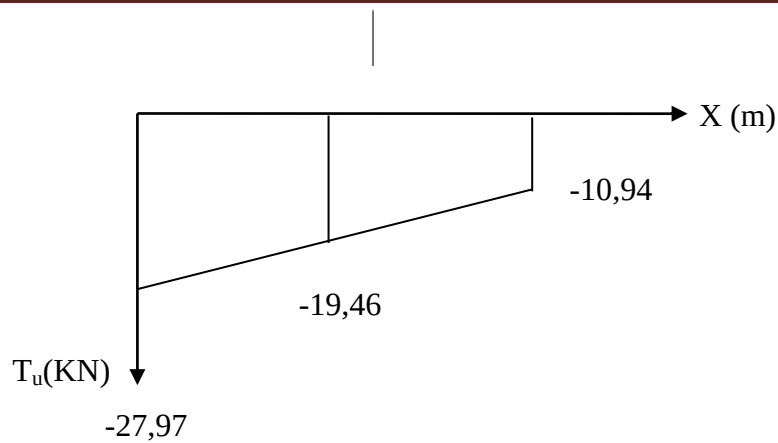


Figure III.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.4.3 Calcul du ferrailage

a. Armatures principales

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $d = 18 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\mu_L = 0,391$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$,

α, β , Tableau 6 : $\alpha < 0,259$ pivot A, $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$

Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_L$	As' (cm ²)	α	β	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
45,39	0,098	Oui	0	0,129	0,948	7,64	7T12	7,92	15

Tableau III.8 : Ferrailage du balcon.

$$\begin{aligned}
 St < \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right. \\
 \\
 \left\{ \begin{array}{l} 33 \\ St < \min \\ 22 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow St = 15 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié}
 \end{aligned}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T10/ml = 3.92 cm² avec: S_t=20cm

III.4.4 Vérification**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,64 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

$$\text{-Position de l'axe neutre "y" : } \frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{-Moment d'inertie "I" : } I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: n=15 ; η=1,6(H.A) ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \right.$$

Avec : η=1,6(H.A)

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
33,08	7,92	5,45	18894,96	9,54	vérifiée

Tableau III.9 : Vérification des contraintes du balcon.

d-Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,11 > 0,0625 \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0044 < 0,0105 \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,111 \geq 0,1 \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

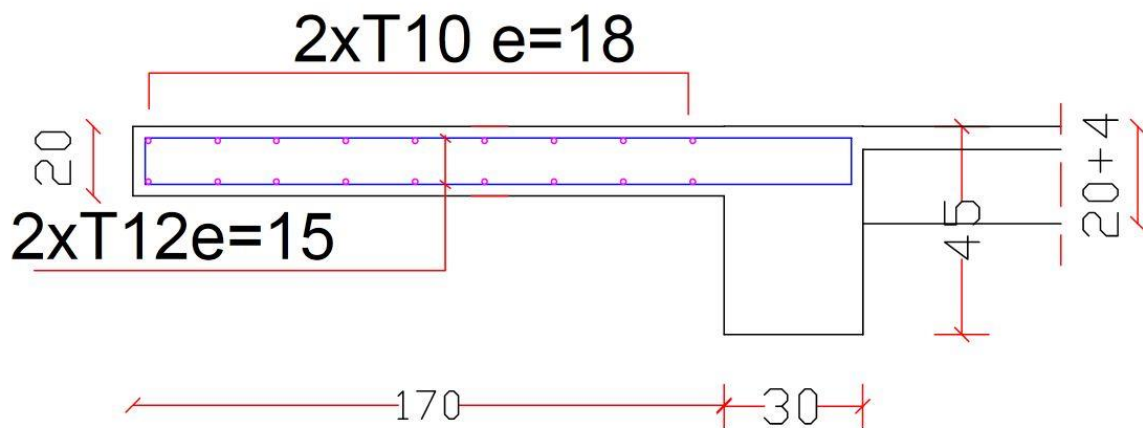


Figure III.11: Schéma de ferrailage des balcons.

III.5. ETUDE DES PLANCHERS

III.5.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.5.1. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

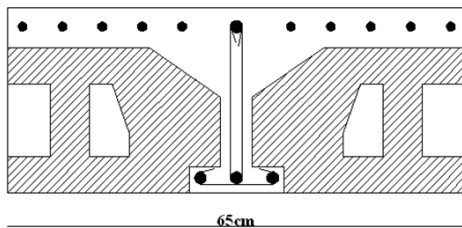


Figure III.12. Plancher en corps Creux.

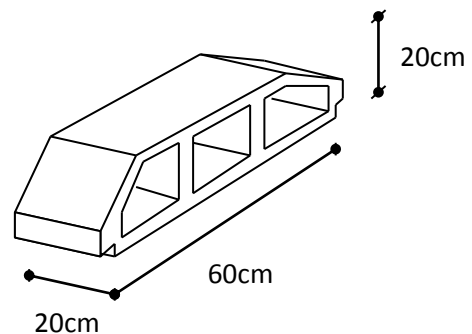


Figure III.13. Corps Creux.

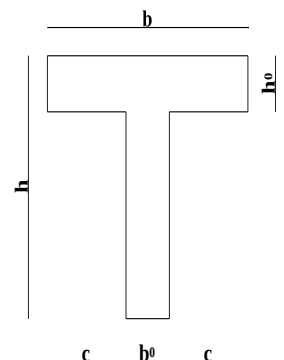
a.1.Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{500}{25} \leq h \leq \frac{500}{20}$$

$$\Rightarrow 20 \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 24 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6)h \Rightarrow b_0 = (9,6 \text{ à } 14,4) = 14 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 25,5 \text{ cm} \end{cases}$$



a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :**a.2.1.1. Domaine d'application :**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. 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 :

- $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive.
- $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.
- $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :**Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale 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.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$$l' = l \dots\dots\dots \text{pour une travée de rive}$$

$$l' = 0,8l \dots\dots\dots \text{pour une travée intermédiaire}$$

Où " l " représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

✚ Poutrelle de travée L = 5,00 m

✚ On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

a. 3.1. Evaluation des charges et surcharges :

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,14 \times 0,04 \times 25 = 0,14 \text{ KN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 1,96 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

a. 3.2. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 1,96 + 0,65 = 2,61 \text{ KN/ml}$$

a. 3.3. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,62 \times (5,00)^2}{8} = 11,31 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,61 \times (5,00)^2}{8} = 8,15 \text{ kNm}$$

a. 3.4. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 11,31 \text{ kNm ; } b = 14 \text{ cm ; } d = 3,6 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4,39 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors le coulage sans qu'elles fléchissent.

*** 2^{ème} étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té".

a. 3.5. Evaluation des charges et surcharges :

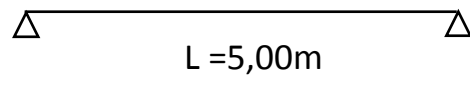
$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q \quad \text{et} \quad p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et} \quad p_s = 0.65 \times q_s$$

Désignation	Q (KN/m ²)	G (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	1	6,23	9,91	6,44	7,23	4,69
Etages d'habitation	1,50	5,74	10	6,50	7,24	4,70
RDC	2,50	5,74	11,49	7,46	8,24	5,35

Tableau III.10 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Conclusion : Le plancher de RDC est le plus sollicité.

a. 3.6. Calcul des efforts internes :**1- Poutrelle à une travée :**

$$\begin{cases} q_u = 11,49 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 8,24 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

*** Calcul des moments :**

Avec:

-Moment en travée: $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appui: $M_a = 0,20 M_0$

$$\text{E.L.U: } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 35,90 \text{ kNm}$$

E.L.S: $M_{0_{ser}} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 25,75 kNm$

$$\begin{cases} M_{tu} = 30,51 kNm \\ M_{tser} = 21,88 kNm \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = 7,18 kNm \\ M_{aser} = 5,15 kNm \end{cases}$$

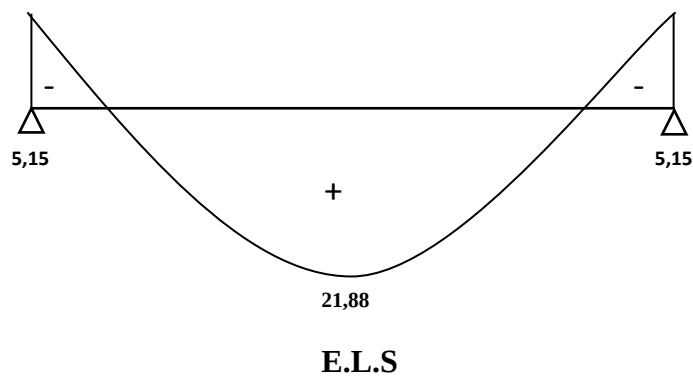
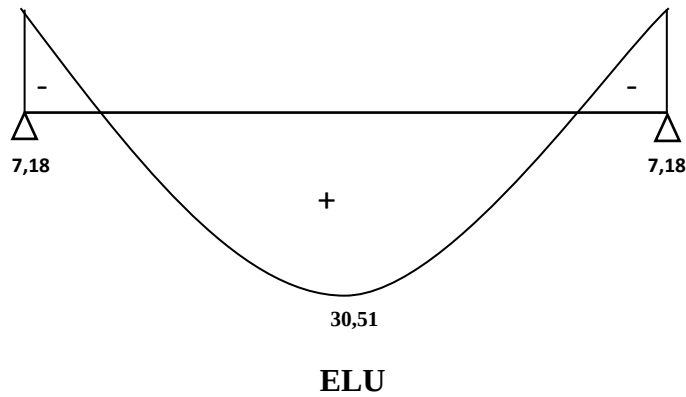
**** Effort tranchant :**

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 28,72 kN$

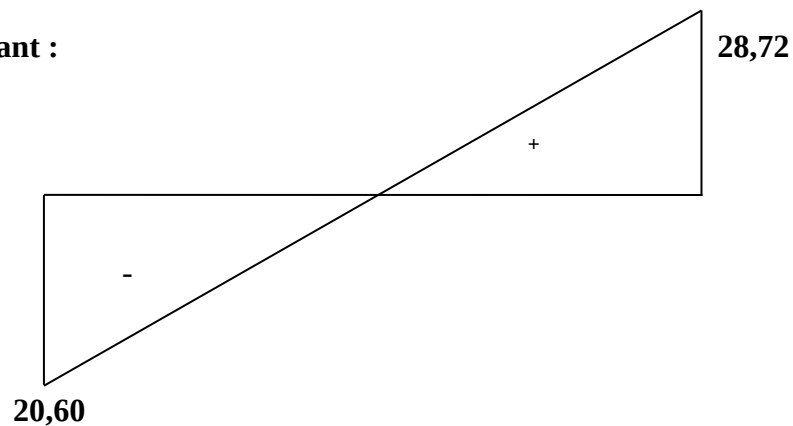
E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 20,60 kN$

***** Diagramme des efforts internes :**

▪ **Moment fléchissant :**



▪ Effort tranchant :



2- Poutrelles à 10 travées :

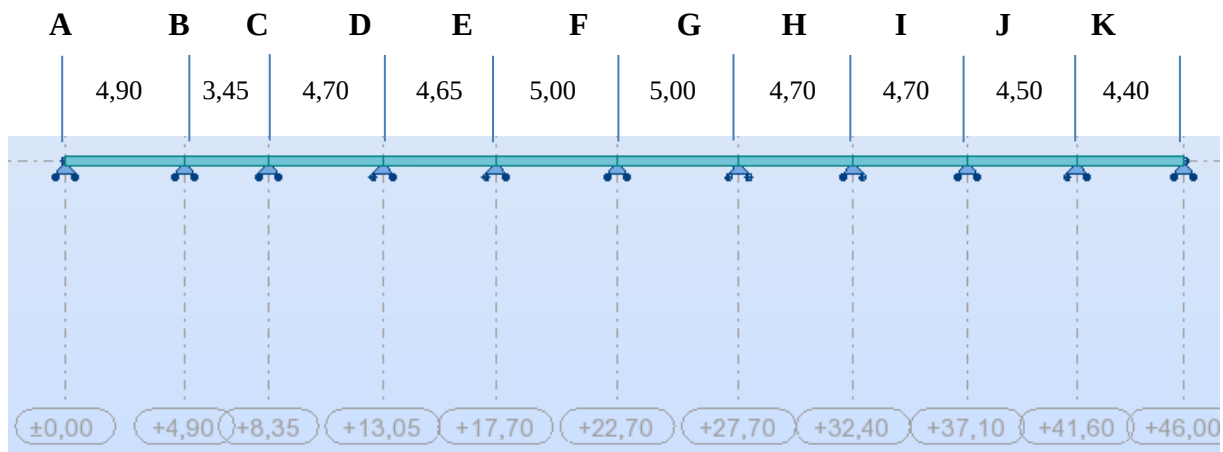


Figure III.14 : poutrelle à 10 travées.

$$\begin{cases} G = 5,74 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- $Q \leq \text{Max} \{2G; 5\text{kN/m}^2\} \Rightarrow Q \leq \text{Max} \{11,48; 5\text{kN/m}^2\} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes Travées..... **Condition vérifiée.**
- La fissuration est peu nuisible ou préjudiciable **Condition vérifiée.**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire:

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,90}{3,45} = 1,42 > 1,25. \quad \text{Alors, on utilise la méthode de CAQUOT}$$

On utilise logiciel Rebot pour calcul les moments et les efforts tranchants

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les figures qui

Suivant :
$$\begin{cases} q_u = 11,49 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 8,24 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

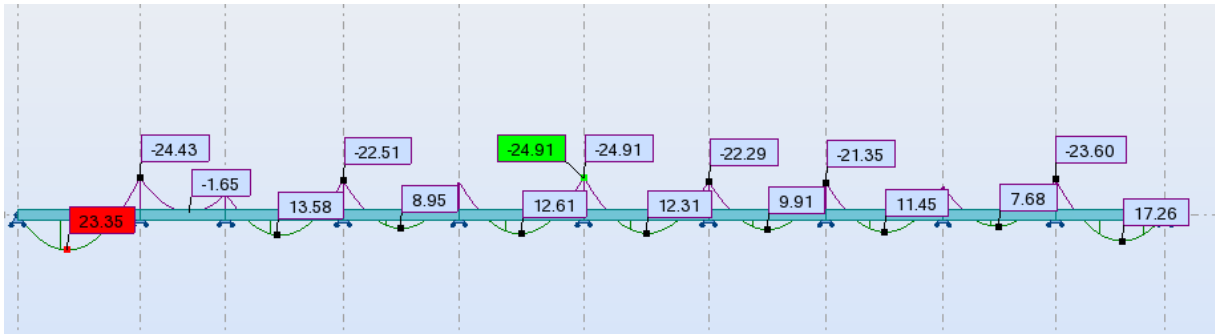


Figure III.15 : diagramme du moment à L'ELU.



Figure III.16 : diagramme du moment à L'ELS.



Figure III.17 : diagramme de L'effort Tranchant à L'ELU.

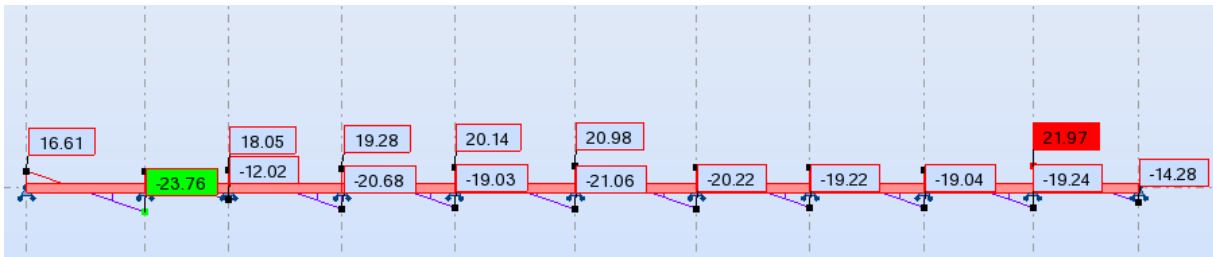


Figure III.18 : diagramme de L'effort Tranchant à L'ELS.

D'après les diagrammes des efforts :

$$\begin{cases} M_{tu} = 23,35 \text{ kNm} \\ M_{tser} = 16,74 \text{ kNm} \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = 24,91 \text{ kNm} \\ M_{aser} = 17,87 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$T_u^{\max} = 33,14 \text{ KN} ; T_s^{\max} = 23,76 \text{ KN}$$

b.1. Ferrailage en travée :

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 21,6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 72,210 \text{ kNm}$$

$$\text{On a : } M_{tu} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

M_{tu} (KN.m)	$\mu < \mu_R$	$A_s' \text{ (cm}^2\text{)}$	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
23,35	Oui	0	Oui	10‰	348	3,18

Tableau III.11: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,69 \text{ cm}^2; 3,18 \text{ cm}^2\} = 3,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 3T12 (} A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \text{)}$$

b.2. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 24,91 \text{ KN.m} < M_{tab} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

M_{tu} (KN.m)	$\mu < \mu_R$	$A_s' \text{ (cm}^2\text{)}$	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
24,91	Oui	0	Oui	10‰	348	3,41

Tableau III.12: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 3T14 (} A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \text{)}$$

c. VERIFICATION :**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 33,14 \text{ KN}$.

On doit Vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,095 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [2] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 23,16 \text{ KN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{23,16 \cdot 10^3}{0,9 \times 140 \times 216} = 0,86 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée .}$$

Vérification des armatures longitudinales [2] :

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

Vérification de la contrainte de compression [2] :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{29,37 \cdot 10^3}{0,9 \times 140 \times 216} = 1,07 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée .}$$

Vérification des armatures longitudinales [2] :

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,84 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} .$$

c.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [2] :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit Vérifiée que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)} ; b_0 = 14 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 3 \text{ cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se calculent par les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

D'après la solution de l'équation du deuxième degré on opte :

Y = 4,91 cm > h₀ = 4 cm Donc l'hypothèse est vérifiée.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	16,74	3,39	1,13	5,52	15877,4	5,81	Vérifiée
Appuis	17,87	4,62	1,54	6,53	20555,46	5,67	Vérifiée

Tableau III.13: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

c.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h = 24 cm ; b₀ = 14 cm ; d = 21,6 cm ; L = 5,00 m ; M_{tser} = 16,74 KN.m ; M₀ = 23,35 KN.m

A_s = 3,39 cm² ; f_e = 400 MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,048 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,011 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,048 < 0,065 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 \text{ cm} = 1 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " [2] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [2] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16,74	3,39	3,23	0,011	228,6	3,62	1,44	0,3	59711,03	30268,26	40675,08

Tableau III.14: Récapitulatif du calcul de la flèche.

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,429 \text{ cm} \quad (L = 5,00 \text{ m})$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,959 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

✚ “BAEL 91 modifié 99” :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

✚ “RPA 99 modifié en 2003” :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm} \quad \text{On adopte : } \phi_t = \mathbf{6\text{mm}}$$

✚ Selon le “BAEL 91 modifié 99” :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq 0,028\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 19,44\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq 0,029\text{cm} \end{array} \right.$$

✚ Selon le "RPA 99 modifié en 2003" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,042 \\ \bullet S_t \leq 6cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 12cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,042 \Rightarrow S_t \leq 24,04cm$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

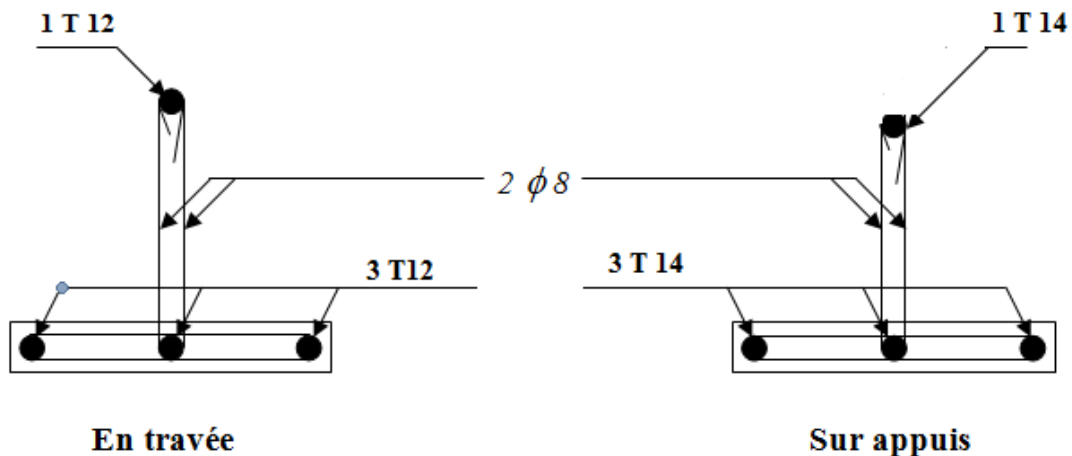


Figure III.19 : Ferrailage des poutrelles.

Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **6T6 = 1,70 cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : **6T6 = 1,70 cm² $\rightarrow$ St = 20 cm**

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés $\Phi = 6 \text{ mm}$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

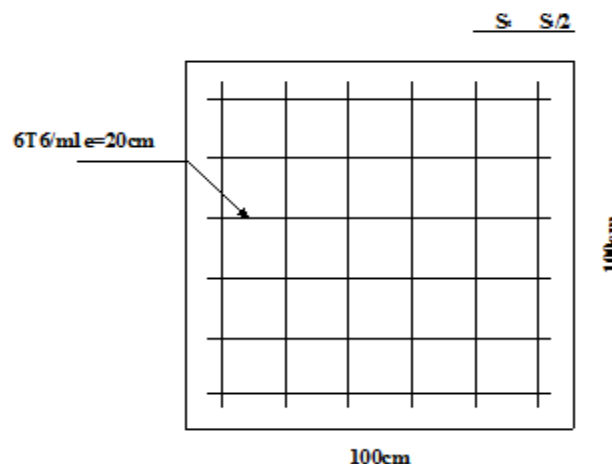


Figure III.20 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre projet on a opté pour des plancher en dalles pleine pour les planchers de S/sol, car ces dernières sont destinées à supporter une charge variable des véhicules (parking). Cependant, et puisque la vitesse des véhicules à l'intérieur du parking est très faible, la charge des véhicules est considérée comme une charge statique. Le D.T.R. B.C.2.2 exige une charge d'exploitation de 2.5 kN/m^2 pour les parkings. Pour notre structure on a des dalles pleines sous forme carré qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

III.5.3.1. EVALUATION DES CHARGES

On fait le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

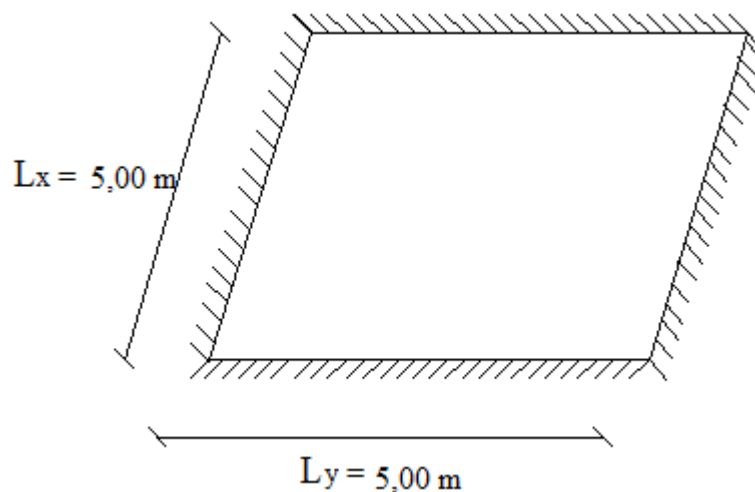


Figure III.21 : Dimensions du panneau le plus sollicité.

$$G=8,89 \text{ kN/m}^2, Q=2,5 \text{ kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,75 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 11,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,00}{5,00} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.5.3.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y dépendant de α et sont donnés par le tableau **BAEL 91** [2]. $\alpha = 1$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{aligned} M_x &= \mu_x q_u L_x^2 = 14,56 \text{ kN.m} \\ M_y &= \mu_y M_x = 14,56 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- **Moments en travées :** $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 10,92 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 10,92 \text{ kN.m} \end{cases}$
- **Moments sur appuis :** $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,28 \text{ kN.m}$

III.5.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17$; $\mu_L = 0,392$; α et β (tableau 6).

	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s' (cm ²)	$\mu < \mu_L$	α	β	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	10,92	0,015	0	oui	0,018	0,992	1,4	5T12	5,65	20
	y-y										
Appuis	x-x	7,28	0,001	0	oui	0,0012	0,999	0,09	5T12	5,65	20
	y-y										

Tableau III.15: Ferrailage de la dalle pleine.

Espacement :

Travée : -Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Appuis : -Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

IV.2.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ [2]:

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

Travée : - Sens x-x : $A_x = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 2cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_y = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 2cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Appuis : - Sens x-x : $A_x = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 2cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_y = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 2cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

IV.2.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,75 \times 5 \times 5}{2 \times 5 + 5} = 26,25kN \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 26,25kN \Rightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26,25kN$$

$$\tau_u = \frac{26,25 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,117MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.5.3.4. VÉRIFICATION À L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 12,55 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 12,55 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 9,41 kNm \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 9,41 kNm \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,27 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut Vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	9,41	5,65	5,38	30030,44	1,68	15	OK
	y-y							
Appuis	x-x	6,27	5,65	5,38	30030,44	1,12	15	OK
	y-y							

Tableau III.16: Vérification des contraintes à l'ELS.

c. 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 : [3]

$$\left. \begin{aligned} &\bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ &\bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ &\bullet \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,05 < 0,075 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ 0,05 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 2,5 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

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

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,41	5,65	7,20	0,002	74,02	10,5	4,2	0,041	130340,75	27026,35	47884,18

Tableau III.17 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

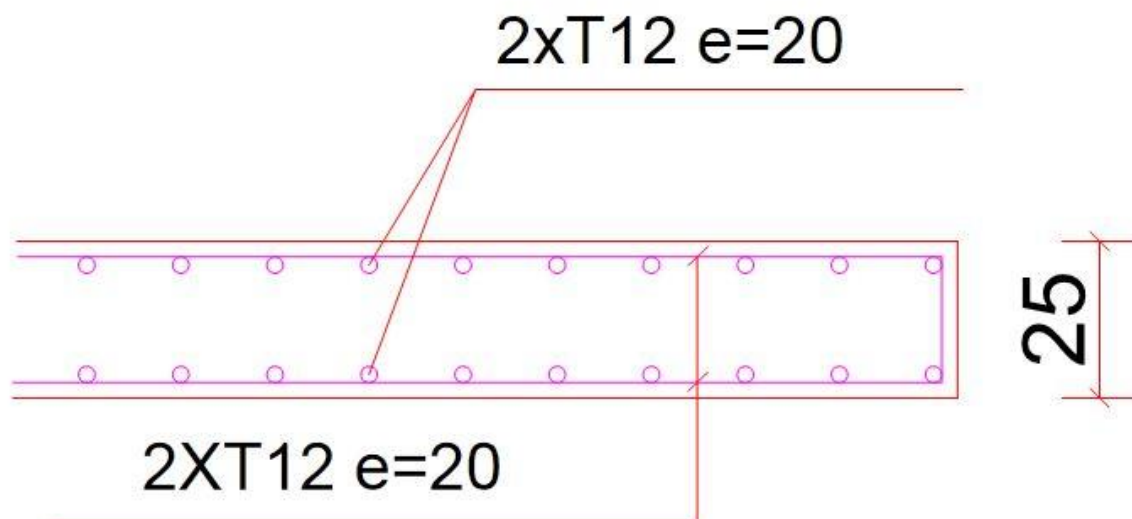
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,27 \text{ cm} \quad (L = 5,00 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,45 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,18 \text{ cm} < \bar{f} = 1,00 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Figure III.22 : Ferrailage de la dalle pleine.**

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre sont une libration brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humains et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, dans les régions touchées. Les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous pouvons prédire avec certitude c'est que plus nous sommes éloignés du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Il est donc nécessaire de construire des structures parasismiques en zone sismique III.

➤ *Objectif de l'étude dynamique :*

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

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 modifié en 2003 » ^[1]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique en raison de sa comptabilité avec le logiciel de calcul de structure utilisé (**STAAD.ProV8i**).

IV.3. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ où forme modale (modale Shape).

IV.4 Modélisation de la structure

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **STAAD.Pro V8i**.

IV.4.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

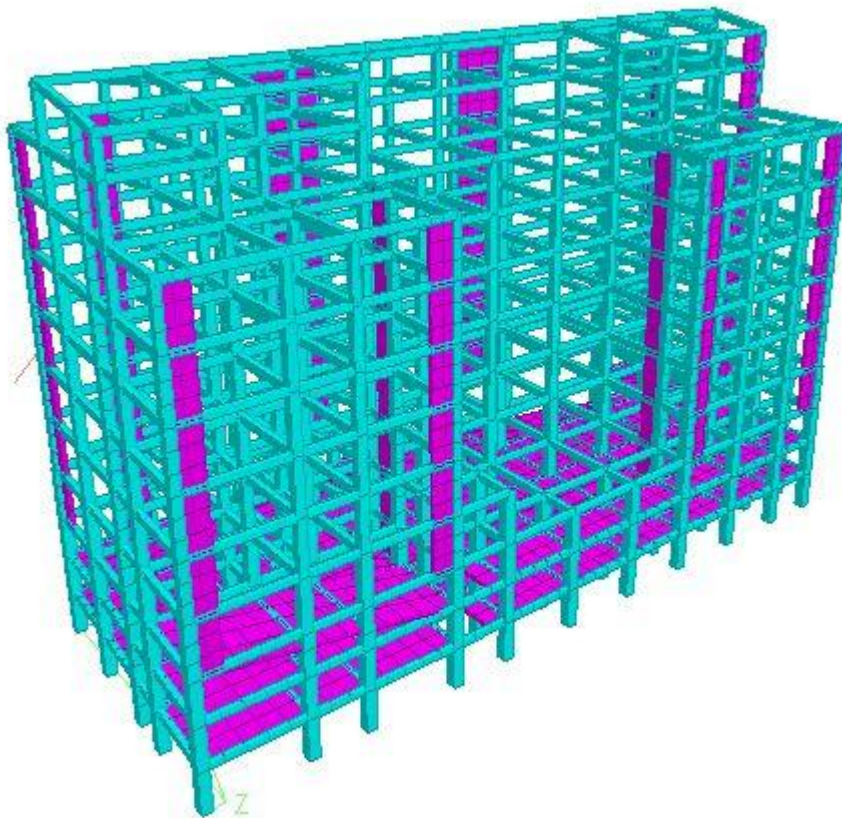


Figure IV.1 : Modèle en 3D de la structure étudiée par le logiciel *STAAD.Pro V8i*

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (*frame*) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément coque (*shell*) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers de la superstructure ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).
- Les planchers de l'infrastructure sont modélisés par un élément coque (*shell*) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4.2. Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée à partir de l'équation suivante imposée par le **RPA99 version 2003^[1]** :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi} \dots\dots\dots (7)$$

Avec :

W_i : Somme des poids calculés dans chaque nœud.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5)- RPA99/Version 2003

Pour un bâtiment à usage d'habitation $\beta = 0,2$.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE

IV.5.1. 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. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **STAAD.ProV8i** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. Principe du calcul de la force sismique :

Le calcul est effectué à l'aide de logiciel **STAAD.ProV8i** en introduisant:

- Les masses connectées da les nœuds de la structure dans deux directions horizontales.
- Le spectre de réponse de calcul.

Le logiciel **STAAD.ProV8i** est basé sur la méthode des éléments finis et par conséquent on a besoin d'établir une numérotation des nœuds et des éléments formants notre structure.

L'analyse dynamique disponible dans le programme couvre les problèmes de vibration libre (*Eigen solution*), l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

Solution eigen: le problème eigen est résolu pour une structure en considérant les fréquences, les modes propres et la méthode matricielle des masses, avec les masses concentrées actives pour chaque degré de liberté. Deux méthodes sont disponibles : la méthode du déterminant et la méthode itérative subsapiale. La sélection de la méthode est basée sur la taille du problème.

Etant donné un mouvement de sol (déplacement ou accélération) en fonction du temps (Période), la réponse de la structure peut être calculée. La réponse modale est combinée en utilisant la méthode SRSS (*Square Root of the Summation of squares*) c.à.d. la racine carrée de la somme des carrés ou CQC (*Complet equadratic combination*) c.à.d. la combinaison quadratique complète pour obtenir la réponse totale. L'effort tranchant à la base est calculé pour chaque mode. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons des charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe – et +.

Ensuite on introduit les conditions d'appuis et les charges appliquées.

Après le calcul de la force sismique, le programme distribue automatiquement les efforts sur les différents niveaux de la structure.

IV.5.3. Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe:

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Il suppose donc que le comportement de la structure reste linéaire (sinon le principe de superposition des modes propres n'est plus applicable). Dans sa version la plus couramment pratiquée, la méthode modale spectrale s'appuie sur les hypothèses suivantes [8] :

Mouvement « en bloc » du sol, sans déphasage d'excitation entre les différents points, et ne comportant que des composantes de translation.

Encastrement parfait de la base du bâtiment dans le sol.

Amortissement de type visqueux (proportionnel aux vitesses relatives) et permettant le découplage des modes propres.

Caractère indépendant des modes entre eux.

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le règlement RPA99 exige les conditions suivantes pour l'application de la méthode modale spectrale :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte dans chacune des deux directions est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%, 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 repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

b) Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 2" (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'**ALGER** (zone III).

Donc : **A=0,25** (tableau 4.1 RPA99/2003).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = (0,882)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**$\xi=7\%$**).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. (Tableau 4.3 RPA99/2003)

R= 4 Pour les portiques contreventés par des voiles (Catégorie 4b).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7 RPA99/2003).

Pour un site de catégorie **S2** on a : **T₁=0,15 s** et **T₂=0,4 s**

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$). Le facteur de qualité de la structure est fonction de valeurs de pénalités présentées au tableau suivant :

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // zz
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,05	Oui	0,05
Redondance en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,1	Oui	0,1

Tableau IV.1 : Valeurs de pénalités.

D'après la forme de notre structure :

$$Q//xx = 1 + (0,05+0,05+0,05) = \mathbf{1,15}$$

$$Q//zz = 1 + (0,05+0,05+0,05) = \mathbf{1,15}$$

Les résultats pour le spectre est donnée par figure suivante :

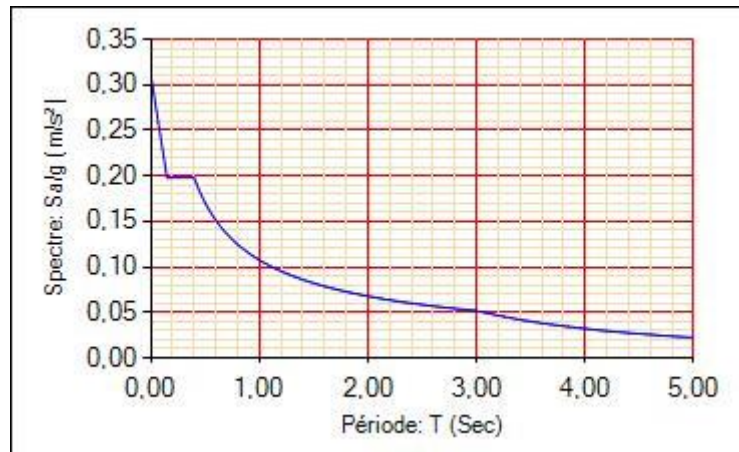


Figure IV.2 : Spectre de réponse de la région.

IV.5.3. Résultats de calcul dynamique

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés de l'étude dynamique consistent à doter à la structure :

- Une résistance suffisante par rapport aux efforts internes des éléments structuraux.
- Une stabilité face au déplacement horizontal causé par le séisme.

Avant de vérifier la résistance des éléments structuraux il faut assurer la stabilité de la structure. Cette dernière est l'objectif de l'étude dynamique de cette section.

La première étape dans l'étude dynamique est la détermination de nombre des modes à retenus pour définir la réponse totale de la structure, qui est obtenu suivant les directives du paragraphe **IV.5.3.a**.

Le facteur de participation massique directionnel est le taux en % de la masse pour le mode de vibration et dans chaque direction. Vue que la forme de notre structure est composée de six étages de superstructure et quatre étages d'infrastructure, on a considéré dans la modélisation que la superstructure pour la vérification de la stabilité. Ceci est justifier par les hypothèses de la méthode modale spectrale qui indiquent que le mouvement du sol se fait « en bloc ». Ceci implique que le niveau du sol est considéré comme une base rigide pour la structure.

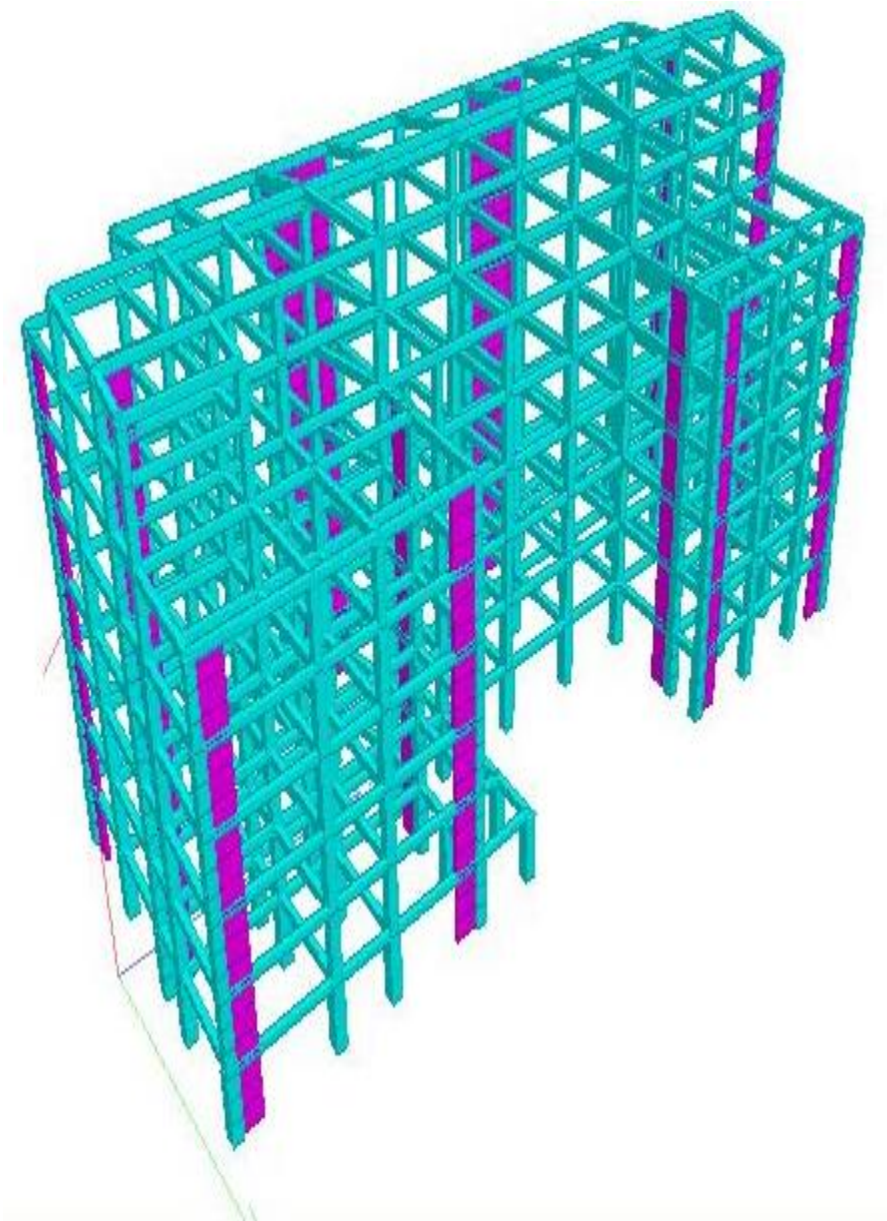


Figure IV.3 : Modèle de la structure utilisé pour la vérification de la stabilité.

Le tableau suivant présente les périodes et les facteurs de participation de masses obtenus par le 1^{er} modèle représenté par la **Figure IV.4** qui montre en rouge la distribution des voiles. On constate que la participation massique au 6^{ème} mode est égale à 63,457 % suivant X et 55,021 % suivant Z, ce qui implique que la distribution adoptée n'est pas adéquate.

Cas/Mode	Période	Facteur de participation massique		Facteur de participation cumulé	
		UX	UZ	ΣUX	ΣUZ
1	1.197	53.65	44.37	53.65	44.367
2	0.663	2.69	0.65	56.34	45.021
3	0.511	0.09	4.91	56.435	49.928
4	0.441	4.24	2.41	60.676	52.333
5	0.413	2.37	2.84	63.044	55.171
6	0.328	0.41	0.73	63.457	55.021

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique directionnelle du 1^{er} modèle.

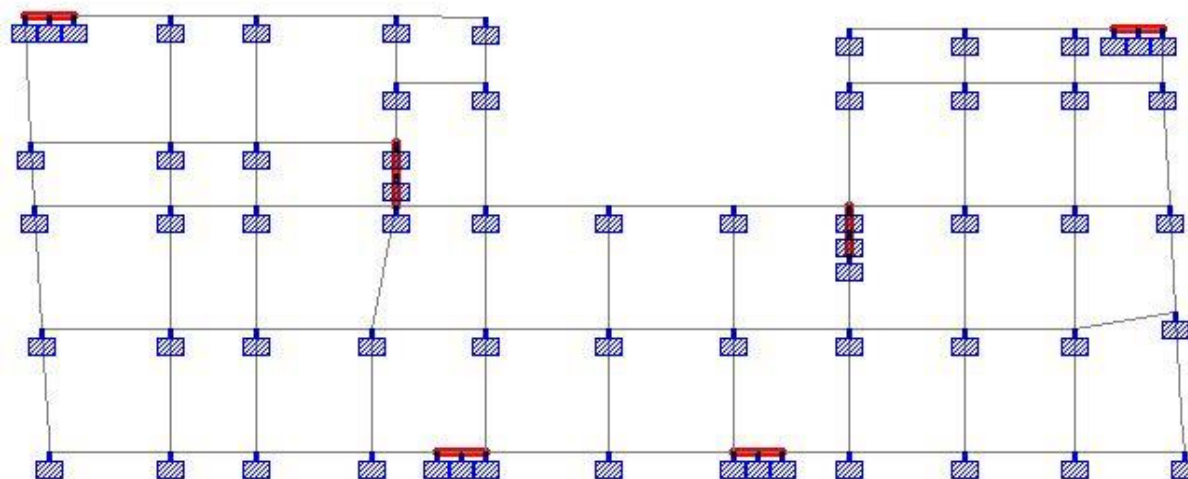


Figure IV.4 : Distribution des voiles du 1^{er} modèle (vue en plan).

Après plusieurs tentatives on opte pour le modèle représenté dans la **Figure IV.5**, qui donne un taux de participation dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode (**Tableau IV.3**).

Cas/Mode	Période	Facteur de participation massique		facteur de participation cumulé	
		UX	UZ	ΣUX	ΣUZ
1	0.878	68.87	74.17	68.871	74.174
2	0.694	0.10	0.01	68.972	74.179
3	0.299	17.36	12.30	86.335	86.483
4	0.227	4.91	0.04	91.243	86.525
5	0.160	0.60	5.22	91.841	91.748
6	0.117	2.94	0.03	94.785	91.776

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique directionnelle du 2^{ème} modèle.

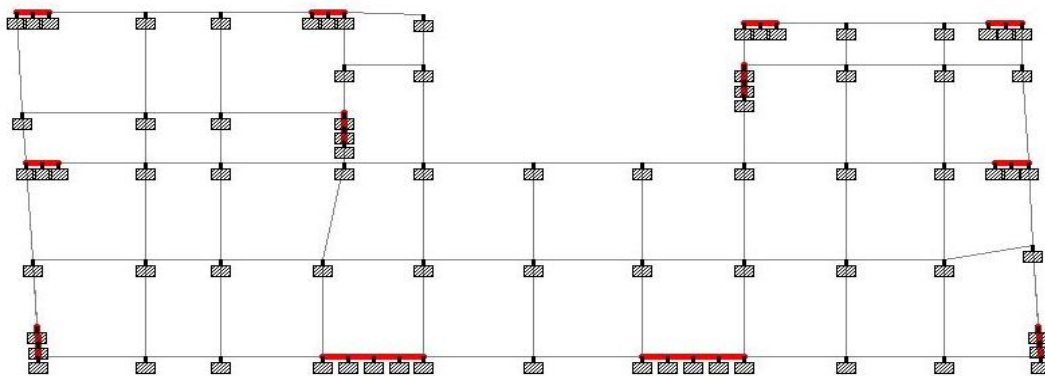
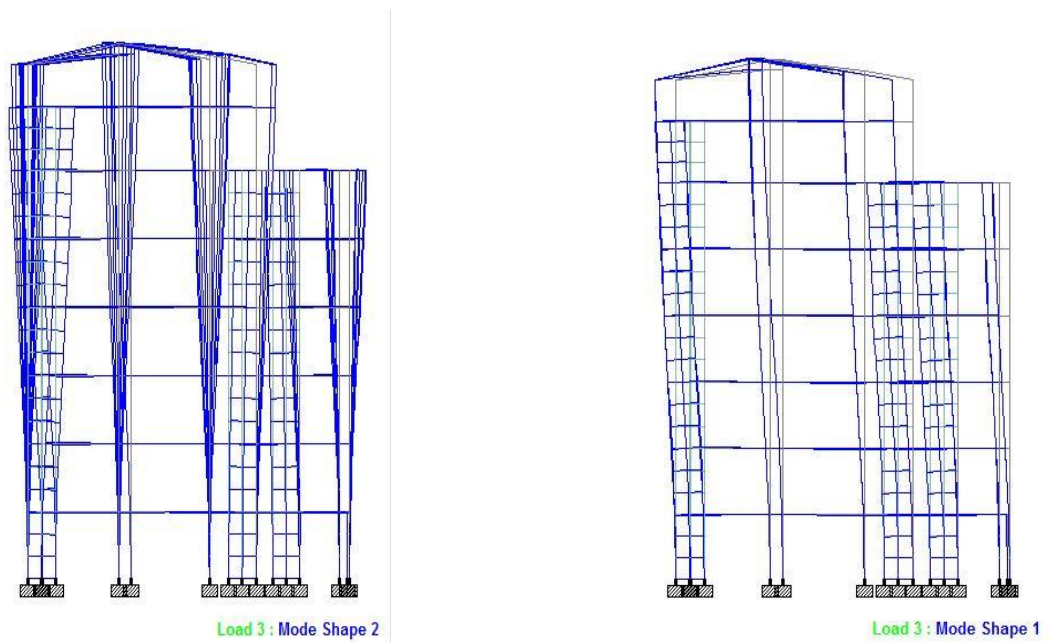


Figure IV.5 : Distribution des voiles du 2^{ème} modèle (vue en plan).

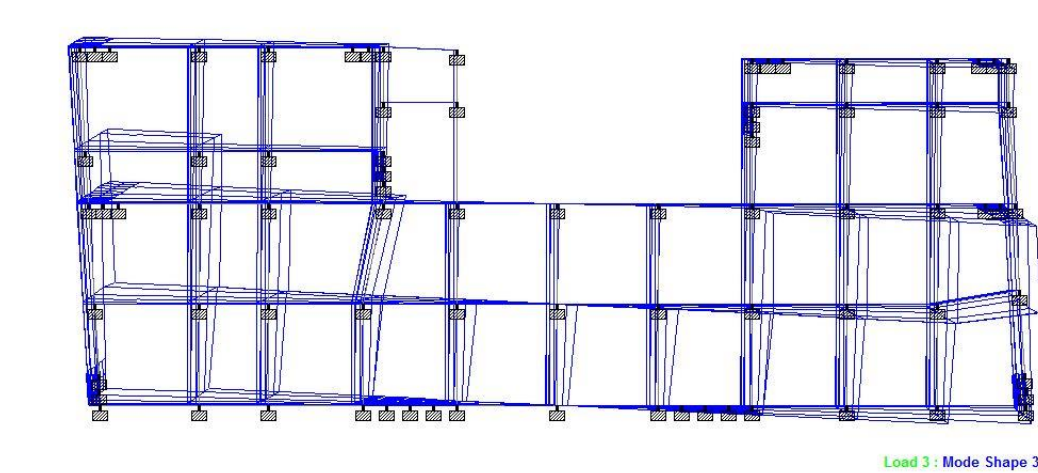
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,878s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Z-Z.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Réponse de mode :

Le 2^{ème} mode est translation x-x

Le 1^{er} mode est translation z-z



Le 3^{ème} mode est rotation.

Figure IV.6: les modes de déplacements (2^{ème} modèle)

IV.5.4. Vérification de la force sismique

L'une des vérifications préconisées par le "RPA99/2003" est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) par le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W est le poids de la structure, il est calculé manuellement selon l'équation (7) pour chaque niveau comme le montre le tableau suivant. D'où : **W = 54734,86 KN**

Niveau	β	G (KN)	Q KN/m ²	$W_i = G + Q \cdot \beta$ (KN)	$W = \sum W_i$ (KN)
Terrasse	0,2	3363,93	358,66	3435,65	3435,65
Etage 6	0,2	3752,59	537,99	3860,18	3860,18
Etage 5	0,2	7084,57	1021,71	7288,34	7288,34
Etage 4	0,2	8221,6	1021,71	8425,94	8425,94
Etage 3	0,2	8221,6	1021,71	8425,94	8425,94
Etage 2	0,2	8221,6	1021,71	8425,94	8425,94
Etage 1	0,2	8221,6	1021,71	8425,94	8425,94
RDC	0,2	6142,32	1523,09	6446,93	6446,93
					54734,86

Tableau IV.4 : Poids de la structure.

D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99/2003", nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

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

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

On a : $h_N = 25,17m$.

Selon x-x : $L_x = 46,17m \Rightarrow T_x = 0,333s$

Selon z-z : $L_z = 17,73m \Rightarrow T_z = 0,538s$

Or $\begin{cases} T_1 = 0,15s & (site2) \\ T_2 = 0,40s & (site2) \end{cases}$

Ce qui donne : $T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2,5\eta$

$$T_2 \leq T_z \leq 3s \Rightarrow D_z = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) = 2,205$$

$$D_z = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,4}{0,538} \right)^{2/3} = 1,809$$

$$V^x = \frac{0,25(2,205)(1,15)}{4} 54734,86 = 8674.62kN \Rightarrow 0,8V^x = 6939.70kN$$

$$V^z = \frac{0,25(1,809)(1,15)}{4} 54734,86 = 7116.73kN \Rightarrow 0,8V^z = 5693.38kN$$

D'après le fichier des résultats du **Staad pro V8** donnant la force sismique à la base de la structure on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 8643.4kN \\ F_2 = V_t^z = 6688.3kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^z < 0,8V^z$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 0,80 \\ r_z = 0,85 \end{cases}$$

IV.5.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.1 du RPA99/version 2003, Le déplacement horizontal de chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion),

R : coefficient de comportement,

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Où : h_e est la hauteur d'étage.

Le tableau suivant présente les déplacements horizontaux résultants de la combinaison des charges : G+Q+1.2E

Pour $R = 4$, on a :

H (m)	δ_{ek} (x) (mm)	δ_{ek} (z) (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^z (mm)	Δx (mm)	Δz (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
25,17	27.86	40.34	111.44	161.36	11.48	7.68	31,5	Vérifié
22,02	24.99	38.42	99.96	153.68	16.28	19.12	29,6	Vérifié
19,06	20.92	33.64	83.68	134.56	17.76	23.44	32	Vérifié
15,86	16.48	27.78	65.92	111.12	17.68	24.6	32	Vérifié
12,66	12.06	21.63	48.24	86.52	17.16	27.28	32	Vérifié
9,46	7.77	14.81	31.08	59.24	15.24	27.28	32	Vérifié
6,26	3.96	7.99	15.84	31.96	11.24	22.76	32	Vérifié
3,06	1.15	2.3	4.6	9.2	4.6	9.2	30,6	Vérifié
0,00	0	0	0	0	0	0	0	Vérifié

Tableau IV.5 : Déplacements horizontaux résultants de la combinaison de charge G+Q+1.2^E.

IV.5.6. Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k) \leq 0,1 \quad \text{RPA99/Version 2003 (art 5.9)}$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », calculés suivant la formule ci-après (Equation 7) :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+1.2E) ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- **Sens (x-x)**

Niveau	W_i (kN)	P_k (kN)	$\Delta_{kx} (10^{-3})$ (m)	V_K (kN)	H_K (m)	Θ
25,17	3435,65	3435.65	11.48	593.8	3.15	0.02
22,02	3860,18	7295.83	16.28	2001.6	2.96	0.02
19,06	7288,34	14584.17	17.76	3138.2	3.20	0.02
15,86	8425,94	23010.11	17.68	5025.6	3.20	0.02
12,66	8425,94	31436.05	17.16	6601.2	3.20	0.02
9,46	8425,94	39861.99	15.24	7908.6	3.20	0.02
6,26	8425,94	48287.93	11.24	8335.4	3.20	0.02
3,06	6446,93	54734.86	4.6	8643.4	3.06	0.01

Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ Sens transversal.

- Sens (z-z)

Niveau	W _i (KN)	P _k	Δ _{kz} (10 ⁻³) (m)	V _k (KN)	H _k (m)	Θ
25,17	3435,65	3435.65	7.68	683.9	3.15	0.01
22,02	3860,18	7295.83	19.12	1707.7	2.96	0.02
19,06	7288,34	14584.17	23.44	3123.8	3.2	0.03
15,86	8425,94	23010.11	24.6	4300.7	3.2	0.04
12,66	8425,94	31436.05	27.28	5266.4	3.2	0.05
9,46	8425,94	39861.99	27.28	5898	3.2	0.05
6,26	8425,94	48287.93	22.76	6400	3.2	0.05
3,06	6446,93	54734.86	9.2	6688.3	3.06	0.02

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

On a $\theta < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.5.7. Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (RPA99/2003-Art. 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Niveau	N_d (KN)	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	733,718	40x40	1600	0.25	Vérifiée
1 ^{ème} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème} , RDC	1858,546	50x50	2500	0,29	vérifiée
Entre sol	2179,171	60x60	3600	0,24	vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux.

Il est à noter que lorsque $\nu_{\max} > 0.1$; la pièce est dite comprimée

Lorsque $\nu_{\max} \leq 0.1$; la pièce est dite fléchie

IV.5.8. Justification des voiles sous charges verticales

$$\text{La portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{2674,98}{53229,81} \times 100$$

$$= 5,02 \% < 20\% \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003 notre structure est stable dans le cas de la présence d'action sismiques.

CHAPITRE V

Etude de vent

V.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de rugosité et le Coefficient de topographie.

V.2. Application de R N V 99 :**V.2.1. Vérification à la stabilité d'ensemble :**

- Détermination de coefficient dynamique C_d .
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi} (Si la construction de catégorie I).
- Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II).
- Calcul de la pression de vent.
- Calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I.
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

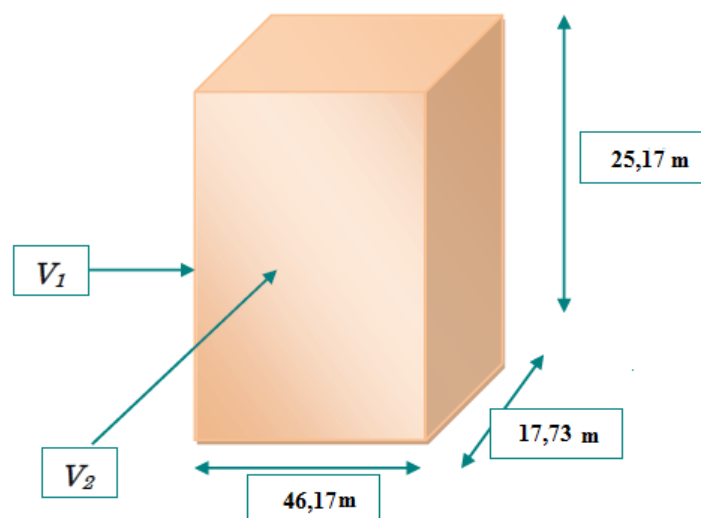


Figure V.1 : Action du vent

V1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction X-X.

V2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction Y-Y.

➤ **Données relatives au site :**

Les catégories de terrain sont données dans le tableau V.1 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : facteur de terrain.
- Z_0 : paramètre de rugosité, (en m).
- Z_{min} : hauteur minimale, (en m).
- ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (en m)	Z_{min} (en m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau V.I : Définition de catégorie de terrain.

Dans notre cas le site est de catégorie IV alors :

$$K_T = 0,24$$

$$Z_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_{min} = 16,00 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

➤ **Coefficient de topographie C_T :**

Le coefficient de la topographie, prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Site	$C_T(Z)$
site plat ($\phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau V.2 : Valeurs de $C_T(Z)$.

Dans notre cas Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

➤ **Pression dynamique de référence :**

q_{ref} : est donnée par le Tableau V.3 en fonction de la zone de vent.

Zone	$V_{ref} (m/s)$	$q_{ref} (N/m^2)$
<i>I</i>	25	375
<i>II</i>	28	470
<i>III</i>	31	575

Tableau V.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à **ALGER** donc on a :

Zone du vent I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

➤ **Détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Ces valeurs dépendent de type de matériaux de la structure, de la hauteur et de la largeur du bâtiment. Ils sont déterminés en utilisant l'abaque de la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999,p51.

✓ **Sens-x (Vent V1):**

La structure du bâtiment étant en béton armé.

Pour $h = 25,17$ m et $b = 17,73$ m. Après interpolation on trouve : **$C_d \approx 0,94 < 1,2$**

Pour $h = 25,17$ m et $b = 12.80$ m. Après interpolation on trouve : **$C_d \approx 0,95 < 1,2$**

✓ **Sens-y(Vent V2):**

Pour $h = 25,17$ m et $b = 46,17$ m. Après interpolation on trouve : **$C_d \approx 0,91 < 1,2$**

Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

✓ **Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article .3.1.1 des RNV 1999.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10m – quinous convient pour notre cas – doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de laConstruction.

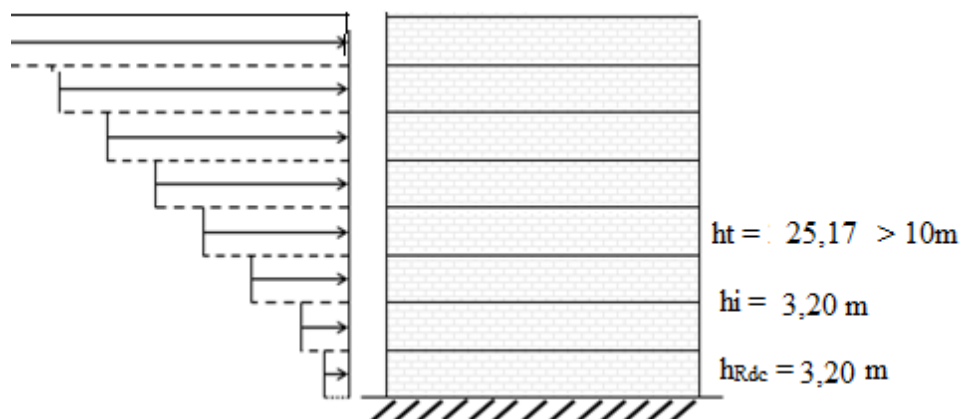


Figure V.2 : Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{\text{dyn}}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

Structure permanente $\rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j (**Figure V.3**).

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau V.3 en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent ; sa valeur est définie par la loi logarithmique suivante :

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

K_T , z_0 et $z_{\min}$ sont déterminés du Tableau V.1.

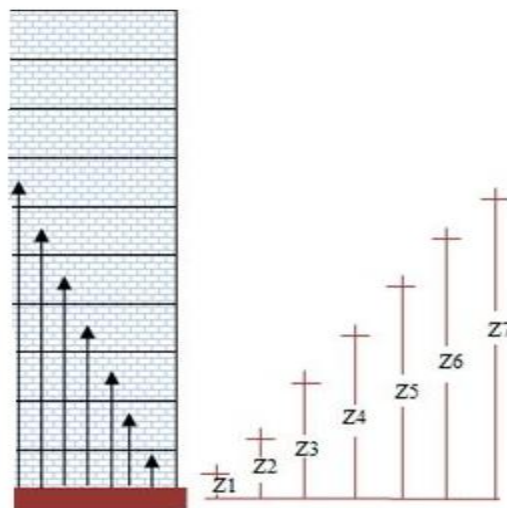


Figure V.3 : Répartition de Z_j .

Z(m)	Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m²)
Entre sol	1,53	0.665	1.559	584.77
RDC	4.66	0.665	1.559	584.77
Etage 1	7.86	0.665	1.559	584.77
Etage 2	11.06	0.665	1.559	584.77
Etage 3	14.26	0.665	1.559	584.77
Etage 4	17.46	0,686	1.559	608.65
Etage 5	20.54	0.725	1.744	653.86
Etage 6	23.59	0.759	1.851	694.20
Toiture	25,17	0.774	1.899	712.27

Tableau V.4. Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \text{ si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10\text{m}^2$$

S : la surface chargée de la paroi considérée.

a. Parois verticales :

• **Sens X - X (Vent V1):**

On a : h = 25,17 m ; b = 17.73 m ; d = 46,17 m

Tel que :

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

d : La dimension horizontale parallèle à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur total de la construction.

$$e = \text{Min} (b, 2h)$$

$$e = \text{Min} (17,73 ; 2 \times 25,17)$$

$$e = 17,73\text{m}.$$

Puisque on a trouvé : $d > e$; donc il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

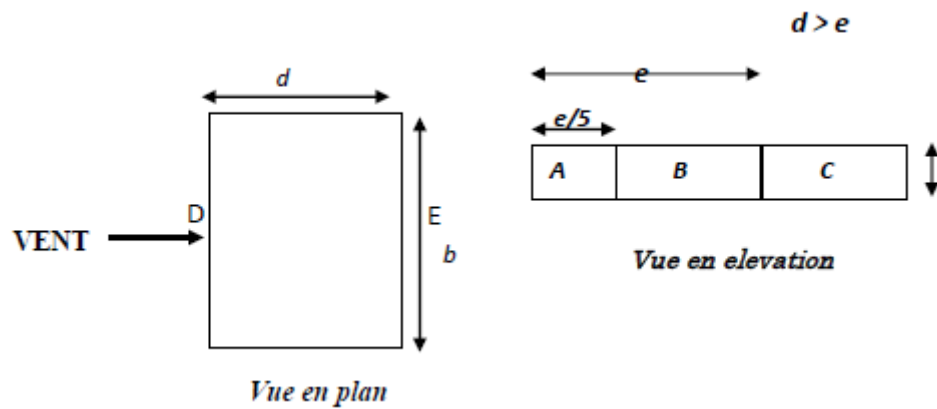


Figure V.4 : Vue en plan et vue en élévation, **Vent V1.**

D'après la **Figure V.4** on a : $S \geq 10 \text{ m}^2$; donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de coefficient C_{pe} obtenus sont représentées au tableau suivant :

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau V.5 : Coefficient C_{pe} **Vent V1.**

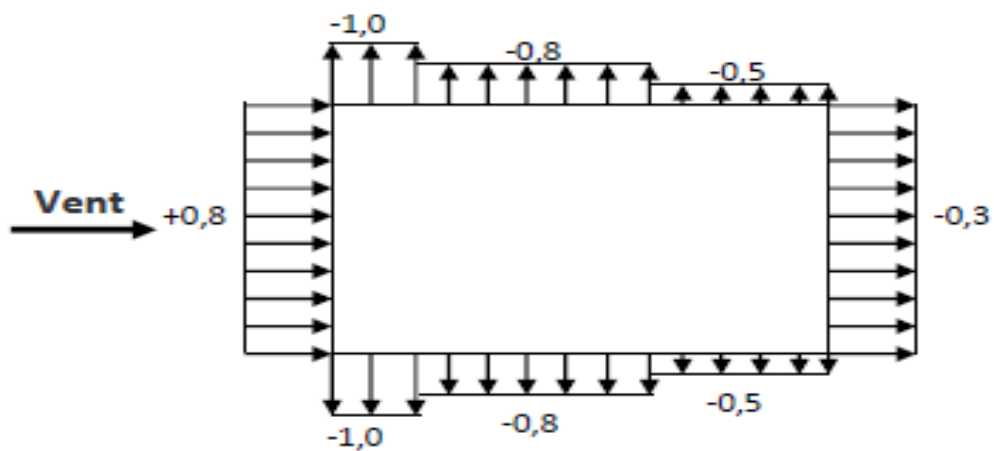


Figure V.5 : Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent **V1.**

✚ **Sens Y-Y (Vent V2):**

On a : $h = 25,17 \text{ m}$; $b = 46,17 \text{ m}$; $d = 17,73 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$e = \text{Min}(46,17, 2 \times 25,17)$.

$e = 46,17 \text{ m}$.

Puisque on a trouvé : $e > d$; donc il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

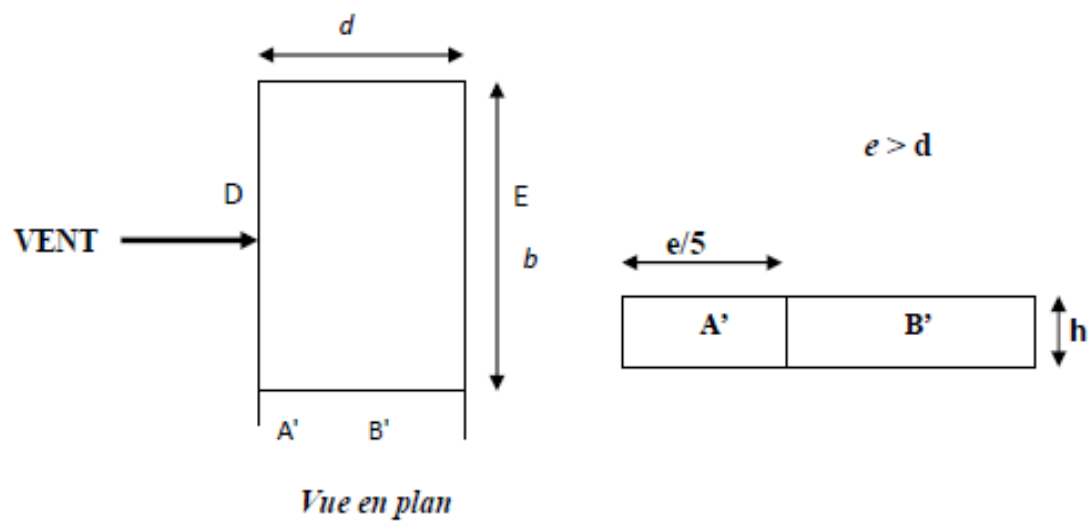


Figure V.6. Vue en plan et vue en élévation _ Vent V2.

D'après la **Figure V.6** on a : $S \geq 10 \text{ m}^2$; donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de coefficient C_{pe} obtenus sont représentées au tableau suivant :

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau V.6 : Coefficient C_{pe} _ Vent V2.

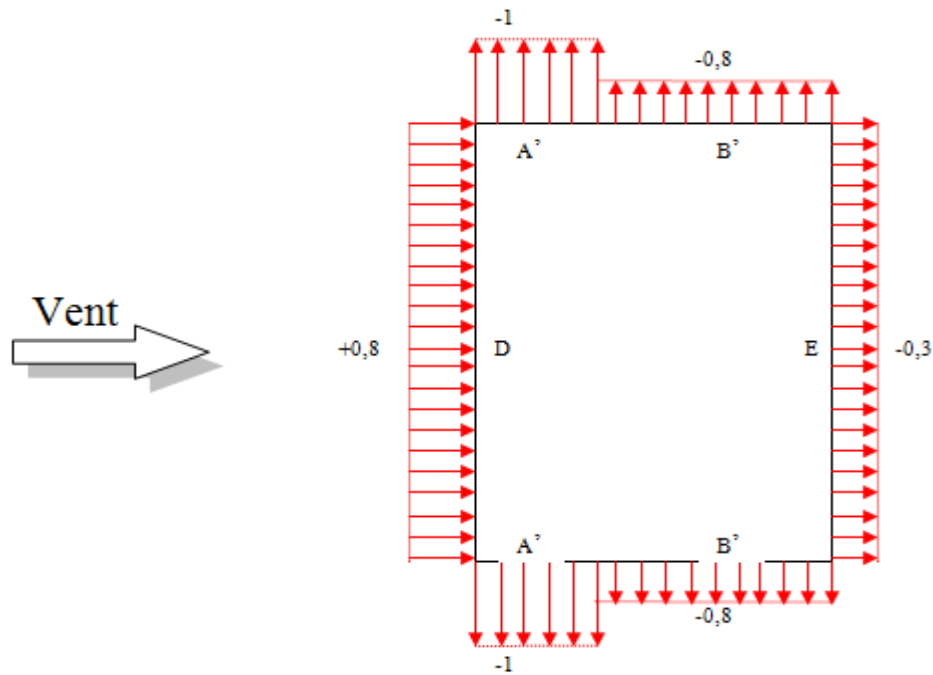


Figure V.7 : Répartition de C_{pe} sur les parois verticales – Direction du vent **V2**.

b. Toiture :

Notre structure est à *toiture à deux versants* : la direction du vent est définie par un angle θ :

- $\theta = 0^\circ$ Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices ;
- $\theta = 90^\circ$ Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices ;

✚ Sens X-X (Vent V1) :

Dans cette direction on a : $\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

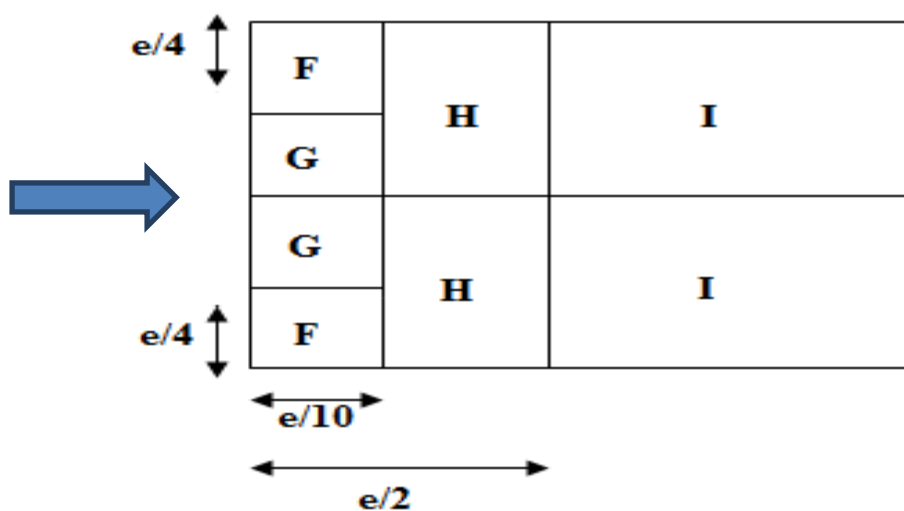


Figure V.8 : Zones de pression de la toiture – Direction du vent **V1** ($\theta = 90^\circ$).

Pour cette direction on a : $h = 25,17 \text{ m}$; $b = 12,80 \text{ m}$; $d = 46,17 \text{ m}$, donc $e = 12,8 \text{ m}$.

D'après la **Figure V.8** on a : $S \geq 10 \text{ m}^2$; alors $C_{pe} = C_{pe,10}$, sauf pour la zone F et G où $S = 4,09 \text{ m}^2$. Pour cette zone on calcul C_{pe} par l'expression suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S)$$

Les valeurs de coefficient C_{pe} obtenus sont représentées au tableau suivant :

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
15 °	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
	-1,3	-2	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
Valeur prise	-1,57		-1,57		-0,6		-0,5	

Tableau V.7 : Coefficient de pression extérieure de la toiture ; Pour $\theta = 90^\circ$ – Direction du vent **V1**.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

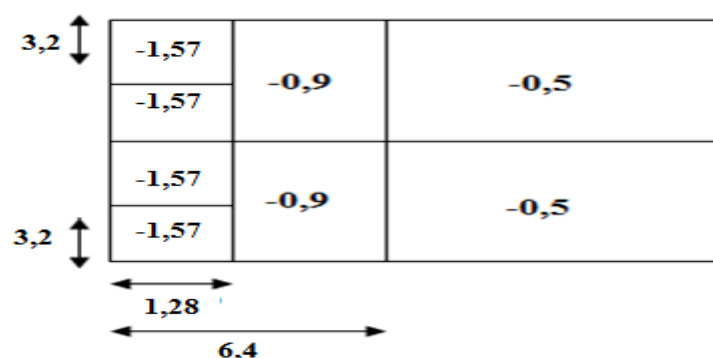


Figure V.9 : Répartition de C_{pe} sur la toiture – Direction du vent **V1** ($\theta = 90^\circ$).

✚ **Sens Y-Y (Vent V2):**

Dans cette direction on a : $\theta = 0^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

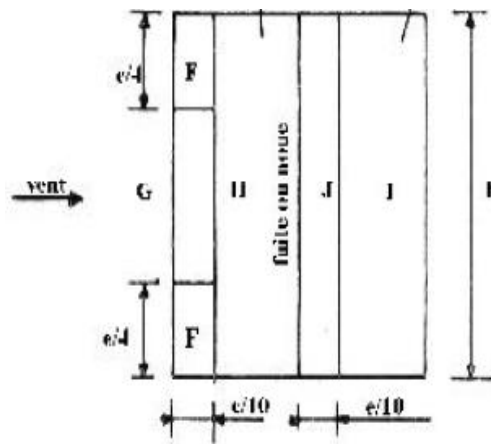


Figure V.10 : Zones de pression de la toiture – Direction du vent **V2** ($\theta = 0^\circ$).

Pour cette direction on a : $h = 25,17$ m ; $b = 46,17$ m ; $d = 12,08$ m, donc $e = 46,17$ m.

D'après la **Figure V.10** on a : $S \geq 10$ m² ; alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de coefficient C_{pe} obtenus sont représentées au tableau suivant :

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
15 °	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
	-0.9	0.2	-0.9	0.2	-0.3	0.2	-0,4		-1	

Tableau V.8 : Coefficient de pression extérieure de la toiture ; Pour $\theta = 0^\circ$ – Direction du vent **V2**.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

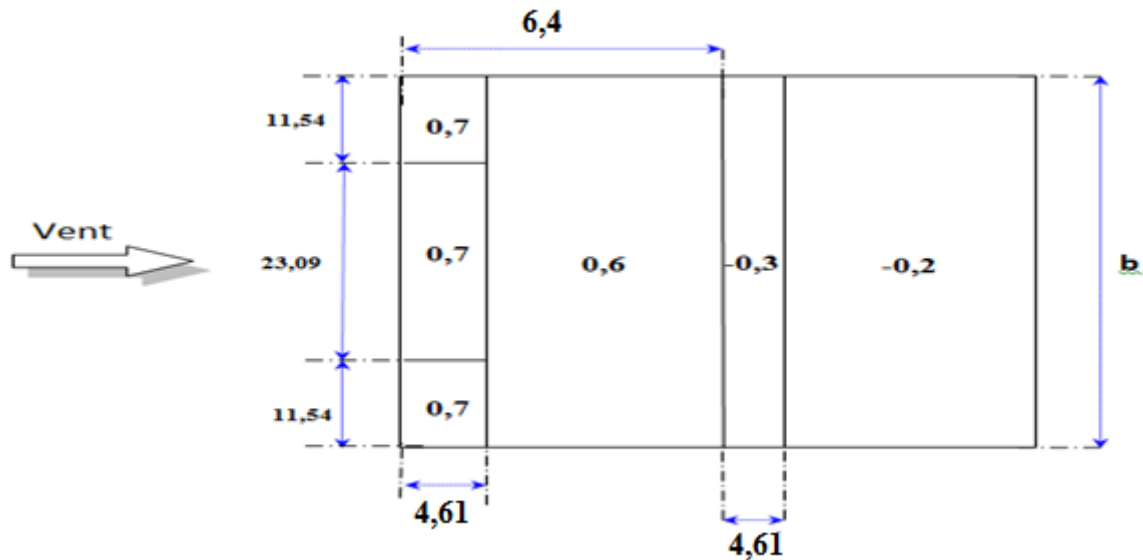


Figure V.11 : Répartition de C_{pe} sur la toiture – Direction du vent V2

➤ **Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

Dans notre cas, on a un bâtiment avec cloisons intérieures, donc les valeurs extrêmes suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$.

➤ **Détermination du coefficient de pression de vent C_p**

➤ On calcule à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Calcul de la pression due au vent :

$$q_j = C_d \times W(z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

$W(Z_i)$: la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j , donnée par la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

$$\text{D'où : } q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

Les valeurs de q_j sur les parois verticales et sur la toiture sont regroupées aux tableaux suivants pour les deux directions de vent et pour chaque valeur de C_{pi} .

a) Parois Verticales :

➤ **Sens-x (Vent V1) :** $b = 17,73 \text{ m}$; $C_{pi} = 0,8$

$Z_j(m)$	Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
Entre sol	A	0,94	584,78	-1	+ 0,8	-1,8	-989,448
	B	0,94	584,78	-0,8	+ 0,8	-1,6	-879,509
	C	0,94	584,78	-0,5	+ 0,8	-1,3	-714,601
	D	0,94	584,78	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	584,78	-0,3	+ 0,8	-1,1	-604,663
RDC	A	0,94	584,78	-1	+ 0,8	-1,8	-989,448
	B	0,94	584,78	-0,8	+ 0,8	-1,6	-879,509
	C	0,94	584,78	-0,5	+ 0,8	-1,3	-714,601
	D	0,94	584,78	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	584,78	-0,3	+ 0,8	-1,1	-604,663
Etage 1	A	0,94	584,78	-1	+ 0,8	-1,8	-989,448
	B	0,94	584,78	-0,8	+ 0,8	-1,6	-879,509
	C	0,94	584,78	-0,5	+ 0,8	-1,3	-714,601
	D	0,94	584,78	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	584,78	-0,3	+ 0,8	-1,1	-604,663
Etage 2	A	0,94	584,78	-1	+ 0,8	-1,8	-989,448
	B	0,94	584,78	-0,8	+ 0,8	-1,6	-879,509
	C	0,94	584,78	-0,5	+ 0,8	-1,3	-714,601
	D	0,94	584,78	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	584,78	-0,3	+ 0,8	-1,1	-604,663
Etage 3	A	0,94	584,78	-1	+ 0,8	-1,8	-989,448
	B	0,94	584,78	-0,8	+ 0,8	-1,6	-879,509
	C	0,94	584,78	-0,5	+ 0,8	-1,3	-714,601
	D	0,94	584,78	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	584,78	-0,3	+ 0,8	-1,1	-604,663
Etage4	A	0,94	608,65	-1	+ 0,8	-1,8	-1029,836
	B	0,94	608,65	-0,8	+ 0,8	-1,6	-915,410
	C	0,94	608,65	-0,5	+ 0,8	-1,3	-743,770
	D	0,94	608,65	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	608,65	-0,3	+ 0,8	-1,1	-629,344
Etage 5	A	0,94	653,86	-1	+ 0,8	-1,8	-1106,331
	B	0,94	653,86	-0,8	+ 0,8	-1,6	-983,405
	C	0,94	653,86	-0,5	+ 0,8	-1,3	-799,017
	D	0,94	653,86	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,94	653,86	-0,3	+ 0,8	-1,1	-676,091
Etage 6	A	0,95	694,20	-1	+ 0,8	-1,8	-1187,082
	B	0,95	694,20	-0,8	+ 0,8	-1,6	-1055,184
	C	0,95	694,20	-0,5	+ 0,8	-1,3	-857,337
	D	0,95	694,20	0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,95	694,20	-0,3	+ 0,8	-1,1	-725,439

Tableau V.9 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V1- $C_{pi} = 0,8$.

🚩 Sens-y(Vent V2) : $b = 46.17$ m ; $C_{pi} = 0,8$

$Z_j(m)$	Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
Entre sol	A'	0,91	584,78	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-957,870
	B'	0,91	584,78	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-851,440
	D	0,91	584,78	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	584,78	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-585,365
RDC	A'	0,91	584,78	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-957,870
	B'	0,91	584,78	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-851,440
	D	0,91	584,78	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	584,78	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-585,365
Etage 1	A'	0,91	584,78	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-957,870
	B'	0,91	584,78	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-851,440
	D	0,91	584,78	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	584,78	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-585,365
Etage 2	A'	0,91	584,78	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-957,870
	B'	0,91	584,78	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-851,440
	D	0,91	584,78	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	584,78	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-585,365
Etage 3	A'	0,91	584,78	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-957,870
	B'	0,91	584,78	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-851,440
	D	0,91	584,78	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	584,78	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-585,365
Etage 4	A'	0,91	608,65	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-996,969
	B'	0,91	608,65	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-886,194
	D	0,91	608,65	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	608,65	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-609,259
Etage 5	A'	0,91	653,86	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-1071,023
	B'	0,91	653,86	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-952,020
	D	0,91	653,86	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	653,86	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-654,514
Etage 6	A'	0,91	694,20	- 1,0	+ 0,8	-1,8	-1137,100
	B'	0,91	694,20	- 0,8	+ 0,8	-1,6	-1010,755
	D	0,91	694,20	+ 0,8	+ 0,8	0	0,000
	E	0,91	694,20	- 0,3	+ 0,8	-1,1	-694,894

Tableau V.10 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V2- $C_{pi} = 0,8$.

✚ Sens-x (Vent V1) : $b = 17,73 \text{ m}$; $C_{pi} = -0,5$

$Z_j(\text{m})$	Zone	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(\text{N/m}^2)$
Entre sol	A	0,94	584,78	-1	-0,5	-0,5	-274,847
	B	0,94	584,78	-0,8	-0,5	-0,3	-164,908
	C	0,94	584,78	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	584,78	0,8	-0,5	1,3	714,601
	E	0,94	584,78	-0,3	-0,5	0,2	109,939
RDC	A	0,94	584,78	-1	-0,5	-0,5	-274,847
	B	0,94	584,78	-0,8	-0,5	-0,3	-164,908
	C	0,94	584,78	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	584,78	0,8	-0,5	1,3	714,601
	E	0,94	584,78	-0,3	-0,5	0,2	109,939
Etage 1	A	0,94	584,78	-1	-0,5	-0,5	-274,847
	B	0,94	584,78	-0,8	-0,5	-0,3	-164,908
	C	0,94	584,78	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	584,78	0,8	-0,5	1,3	714,601
	E	0,94	584,78	-0,3	-0,5	0,2	109,939
Etage 2	A	0,94	584,78	-1	-0,5	-0,5	-274,847
	B	0,94	584,78	-0,8	-0,5	-0,3	-164,908
	C	0,94	584,78	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	584,78	0,8	-0,5	1,3	714,601
	E	0,94	584,78	-0,3	-0,5	0,2	109,939
Etage 3	A	0,94	584,78	-1	-0,5	-0,5	-274,847
	B	0,94	584,78	-0,8	-0,5	-0,3	-164,908
	C	0,94	584,78	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	584,78	0,8	-0,5	1,3	714,601
	E	0,94	584,78	-0,3	-0,5	0,2	109,939
Etage 4	A	0,94	608,65	-1	-0,5	-0,5	-286,066
	B	0,94	608,65	-0,8	-0,5	-0,3	-171,639
	C	0,94	608,65	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	608,65	0,8	-0,5	1,3	743,770
	E	0,94	608,65	-0,3	-0,5	0,2	114,426
Etage 5	A	0,94	653,86	-1	-0,5	-0,5	-307,314
	B	0,94	653,86	-0,8	-0,5	-0,3	-184,389
	C	0,94	653,86	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,94	653,86	0,8	-0,5	1,3	799,017
	E	0,94	653,86	-0,3	-0,5	0,2	122,926
Etage 6	A	0,95	694,20	-1	-0,5	-0,5	-329,745
	B	0,95	694,20	-0,8	-0,5	-0,3	-197,847
	C	0,95	694,20	-0,5	-0,5	0	0,000
	D	0,95	694,20	0,8	-0,5	1,3	857,337
	E	0,95	694,20	-0,3	-0,5	0,2	131,898

Tableau V.11 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V1- $C_{pi} = -0,5$.

🚩 Sens-y (Vent V2) : $b = 46.17 \text{ m}$; $C_{pi} = -0,5$

$Z_j(\text{m})$	Zone	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(\text{N/m}^2)$
Entre sol	A'	0,91	584,78	- 1,0	-0,5	-0,5	-266,075
	B'	0,91	584,78	- 0,8	-0,5	-0,3	-159,645
	D	0,91	584,78	+ 0,8	-0,5	1,3	691,795
	E	0,91	584,78	- 0,3	-0,5	0,2	106,430
RDC	A'	0,91	584,78	- 1,0	-0,5	-0,5	-266,075
	B'	0,91	584,78	- 0,8	-0,5	-0,3	-159,645
	D	0,91	584,78	+ 0,8	-0,5	1,3	691,795
	E	0,91	584,78	- 0,3	-0,5	0,2	106,430
Etage 1	A'	0,91	584,78	- 1,0	-0,5	-0,5	-266,075
	B'	0,91	584,78	- 0,8	-0,5	-0,3	-159,645
	D	0,91	584,78	+ 0,8	-0,5	1,3	691,795
	E	0,91	584,78	- 0,3	-0,5	0,2	106,430
Etage 2	A'	0,91	584,78	- 1,0	-0,5	-0,5	-266,075
	B'	0,91	584,78	- 0,8	-0,5	-0,3	-159,645
	D	0,91	584,78	+ 0,8	-0,5	1,3	691,795
	E	0,91	584,78	- 0,3	-0,5	0,2	106,430
Etage 3	A'	0,91	584,78	- 1,0	-0,5	-0,5	-266,075
	B'	0,91	584,78	- 0,8	-0,5	-0,3	-159,645
	D	0,91	584,78	+ 0,8	-0,5	1,3	691,795
	E	0,91	584,78	- 0,3	-0,5	0,2	106,430
Etage 4	A'	0,91	608,65	- 1,0	-0,5	-0,5	-276,936
	B'	0,91	608,65	- 0,8	-0,5	-0,3	-166,161
	D	0,91	608,65	+ 0,8	-0,5	1,3	720,033
	E	0,91	608,65	- 0,3	-0,5	0,2	110,774
Etage 5	A'	0,91	653,86	- 1,0	-0,5	-0,5	-297,506
	B'	0,91	653,86	- 0,8	-0,5	-0,3	-178,504
	D	0,91	653,86	+ 0,8	-0,5	1,3	773,516
	E	0,91	653,86	- 0,3	-0,5	0,2	119,003
Etage 6	A'	0,91	694,20	- 1,0	-0,5	-0,5	-315,861
	B'	0,91	694,20	- 0,8	-0,5	-0,3	-189,517
	D	0,91	694,20	+ 0,8	-0,5	1,3	821,239
	E	0,91	694,20	- 0,3	-0,5	0,2	126,344

Tableau V.12 : Valeurs de q_j sur les parois verticales pour le vent V2- $C_{pi} = -0,5$.

b) **Toiture :**

✚ **Sens-x (Vent V1) : $b = 17.73 \text{ m}$; $C_{pi} = 0,8$; $\theta = 90^\circ$**

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
F	0.95	712.27	-1.57	+ 0,8	-2.37	-1603.676
G	0.95	712.27	-1.57	+ 0,8	-2.37	-1603.676
H	0.95	712.27	-0,6	+ 0,8	-1.4	-947.319
I	0.95	712.27	-0,5	+ 0,8	-1.3	-879.653

Tableau V.13 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2- $C_{pi} = 0,8$.

✚ **Sens-y (Vent V2) : $b = 46.17 \text{ m}$; $C_{pi} = 0.8$; $\theta = 0^\circ$**

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
F	0,91	712.27	-0.9	+ 0,8	-1.7	-1101.882
G	0,91	712.27	-0.9	+ 0,8	-1.7	-1101.882
H	0,91	712.27	-0.3	+ 0,8	-1.1	-712.982
I	0,91	712.27	-0.4	+ 0,8	-1.2	-777.799
J	0,91	712.27	-1	+ 0,8	-1.8	-1166.698

Tableau V.14 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2- $C_{pi} = 0.8$.

✚ **Sens-x (Vent V1) : $b = 17.73 \text{ m}$; $C_{pi} = -0,5$; $\theta = 90^\circ$.**

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
F	0.95	712.27	-1.57	-0,5	-1.07	-724.022
G	0.95	712.27	-1.57	-0,5	-1.07	-724.022
H	0.95	712.27	-0,6	-0,5	-0.1	-67.666
I	0.95	712.27	-0,5	-0,5	0	0

Tableau V.15 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V1 - $C_{pi} = -0,5$.

✚ **Sens-y (Vent V2): $b = 46,17\text{m}$; $C_{pi} = -0,5$; $\theta = 0^\circ$**

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$q_j(N/m^2)$
F	0,91	712.27	-0.9	-0,5	-0.4	-259.266
G	0,91	712.27	-0.9	-0,5	-0.4	-259.266
H	0,91	712.27	-0.3	-0,5	0.2	129.633
I	0,91	712.27	-0.4	-0,5	0.1	64.817
J	0,91	712.27	-1	-0,5	-0.5	-324.083

Tableau V.16 : Valeurs de q_j sur la toiture pour le vent V2- $C_{pi} = -0,5$.

➤ **Calcul des forces de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent. La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j .

C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

D'après l'article 1.4.2 de RNV99 : Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d/b \geq 3)$, et le rapport $(d/h \geq 3)$, soient vérifiés.

Où : b est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h est la hauteur de la construction, et d est la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x (Vent V1) : $b = 17,73$ m; $d = 46,17$ m; $h = 25,17$ m.

$(d/b) = (46,17/17,73) = 2,6 < 3$: Condition non vérifiée.

$(d/h) = (46,17/25,17) = 1,8 < 3$: Condition non vérifiée.

Sens y (Vent V2) : $b = 46,17$ m ; $d = 17,73$; $h = 25,17$ m.

$(d/b) = (17,73/46,17) = 0,384 < 3$: Condition non vérifiée.

$(d/h) = (17,73/25,17) = 0,704 < 3$: Condition non vérifiée.

Donc le calcul des forces de frottement n'est pas nécessaire.

➤ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci-après):

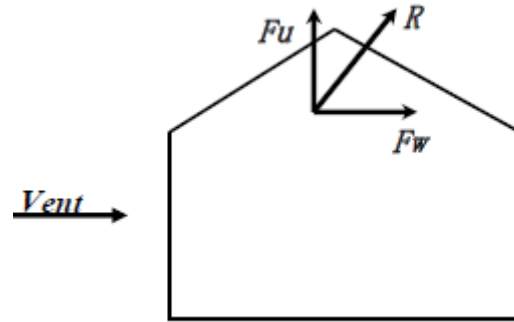


Figure V.12:Force résultante R

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

$\sum$: La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.

✚ **Sens-x(Vent V1) : $C_{pi} = 0,8$**

$Z_j(m)$	Zone	$q_j(N/m^2)$	$S_j(m^2)$	$F_x (kN)$	$F_y (kN)$	$F_z (kN)$
Entre sol	A	-989,448	10.83		-10715,719	
	B	-879,509	43.42		-38188,286	
	C	-714,601	87.02		-62184,593	
	D	0,000	54.25	0		
	E	-604,663	54.25	-32802,9417		
RDC	A	-989,448	11.32		-11200,549	
	B	-879,509	45.40		-39929,714	
	C	-714,601	91		-65028,706	
	D	0,000	56.73	0		
	E	-604,663	56.73	-34302,5048		
Etage 1	A	-989,448	11.32		-11200,549	
	B	-879,509	45.40		-39929,714	
	C	-714,601	91		-65028,706	
	D	0,000	56.73	0		
	E	-604,663	56.73	-34302,5048		
Etage 2	A	-989,448	11.32		-11200,549	
	B	-879,509	45.40		-39929,714	
	C	-714,601	91		-65028,706	
	D	0,000	56.73	0		
	E	-604,663	56.73	-34302,5048		
Etage 3	A	-989,448	11.32		-11200,549	
	B	-879,509	45.40		-39929,714	
	C	-714,601	91		-65028,706	
	D	0,000	56.73	0		
	E	-604,663	56.73	-34302,5048		
Etage 4	A	-1029,836	11.32		-11200,549	
	B	-915,410	45.40		-39929,714	
	C	-743,770	91		-65028,706	
	D	0,000	56.73	0		
	E	-629,344	56.73	-35702,6908		
Etage 5	A	-1106,331	10.47		-11583,287	
	B	-983,405	42		-41303,028	
	C	-799,017	84.18		-67261,244	
	D	0,000	52.48	0		
	E	-676,091	52.48	-35702,6908		
Etage 6	A	-1187,082	7.08		-8404,541	
	B	-1055,184	28.38		-29946,122	
	C	-857,337	56.88		-48765,329	
	D	0,000	35.46	0		
	E	-725,439	35.46	-25724,067		
Toiture	F	-1603,676	4.09		-3345,108	-12658,9365
	G	-1603,676	4.09		-3345,108	-12658,9365
	H	-947,319	32.76		-15827,429	-59895,9553
	I	-879,653	254.52		-114183,592	-432106,534
Totale	/	/		-266920,987	-1040589.69	-517320,363

Tableau V.17 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V1 ; $C_{pi} = 0.8$.

✚ **Sens-y(Vent V2) : $C_{pi} = 0,8$**

$Z_j(m)$	Zone	$q_j(N/m^2)$	$S_j(m^2)$	$F_x (kN)$	$F_y (kN)$	$F_z (kN)$
Entre sol	A'	-957,870	28,24	-27050,23		
	B'	-851,440	26,01	-22145,94		
	D	0,000	141,28		0,000	
	E	-585,365	141,28		-82700,33	
RDC	A'	-957,870	29,53	-28285,89		
	B'	-851,440	27,2	-23159,15		
	D	0,000	147,74		0,000	
	E	-585,365	147,74		-86481,79	
Etage 1	A'	-957,870	29,53	-28285,89		
	B'	-851,440	27,2	-23159,15		
	D	0,000	147,74		0,000	
	E	-585,365	147,74		-86481,79	
Etage 2	A'	-957,870	29,53	-28285,89		
	B'	-851,440	27,2	-23159,15		
	D	0,000	147,74		0,000	
	E	-585,365	147,74		-86481,79	
Etage 3	A'	-957,870	29,53	-28285,89		
	B'	-851,440	27,2	-23159,15		
	D	0,000	147,74		0,000	
	E	-585,365	147,74		-86481,79	
Etage 4	A'	-996,969	29,53	-29440,48		
	B'	-886,194	27,2	-24104,48		
	D	0,000	147,74		0,000	
	E	-609,259	147,74		-90011,87	
Etage 5	A'	-1071,023	27,32	-29260,340		
	B'	-952,020	25,16	-23952,827		
	D	0,000	136,66		0,000	
	E	-654,514	136,66		-89445,864	
Etage 6	A'	-1137,100	18,46	-20990,859		
	B'	-1010,755	17	-17182,838		
	D	0,000	92,34		0,000	
	E	-694,894	92,34		-64166,53	
Toiture	F	-1101,88	53,19		-59781,26	-230755,698
	G	-1101,88	106,44		-59814,98	-115442,924
	H	-712,98	82,64		-30049,63	-57995,7974
	I	-777,79	82,64		-32781,42	-63268,1426
	J	-1166,69	212,84		-126643,22	-244421,433
Totale				-399908,22	-981322,31	-711883,994

Tableau V.18 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V2 ; $C_{pi} = 0.8$.

✚ **Sens-x(Vent V1) : $C_{pi} = - 0,5$**

Z _j (m)	Zone	q _j (N/m ²)	S _j (m ²)	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)
Entre sol	A	-274,847	10,83		-2976,589	
	B	-164,908	43,42		-7160,304	
	C	0,000	87,02		0,000	
	D	714,601	54,25	38767,113		
	E	109,939	54,25	5964,171		
RDC	A	-274,847	11,32		-3111,264	
	B	-164,908	45,4		-7486,821	
	C	0,000	91		0,000	
	D	714,601	56,73	40539,324		
	E	109,939	56,73	6236,819		
Etage 1	A	-274,847	11,32		-3111,264	
	B	-164,908	45,4		-7486,821	
	C	0,000	91		0,000	
	D	714,601	56,73	40539,324		
	E	109,939	56,73	6236,819		
Etage 2	A	-274,847	11,32		-3111,264	
	B	-164,908	45,4		-7486,821	
	C	0,000	91		0,000	
	D	714,601	56,73	40539,324		
	E	109,939	56,73	6236,819		
Etage 3	A	-274,847	11,32		-3111,264	
	B	-164,908	45,4		-7486,821	
	C	0,000	91		0,000	
	D	714,601	56,73	40539,324		
	E	109,939	56,73	6236,819		
Etage 4	A	-286,066	11,32		-3238,261	
	B	-171,639	45,4		-7792,424	
	C	0,000	91		0,000	
	D	743,770	56,73	42194,089		
	E	114,426	56,73	6491,398		
Etage 5	A	-307,314	10,47		-3217,580	
	B	-184,389	42		-7744,318	
	C	0,000	84,18		0,000	
	D	799,017	52,48	41932,408		
	E	122,926	52,48	6451,140		
Etage 6	A	-329,745	7,08		-2334,595	
	B	-197,847	28,38		-5614,898	
	C	0,000	56,88		0,000	
	D	857,337	35,46	30401,170		
	E	131,898	35,46	4677,103		
Toiture	F	-724.022	4,09		-1510,238	-5715,216
	G	-724.022	4,09		-1510,238	-5715,216
	H	-67.666	32,76		-1130,531	-4278,283
	I	0	254,52		0,000	0,000
Totale				363983,164	-86622,315	-15708,715

Tableau V.19 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _ Vent V1 ;

C_{pi} = -0.5.

✚ Sens-y(Vent V2) : $C_{pi} = -0,5$

$Z_j(m)$	Zone	$q_j(N/m^2)$	$S_j(m^2)$	$F_x (kN)$	$F_y (kN)$	$F_z (kN)$
Entre sol	A'	-266,075	28,24	-7513,96		
	B'	-159,645	26,01	-4152,36		
	D	691,795	141,28		97736,76	
	E	106,430	141,28		15036,42	
RDC	A'	-266,075	29,53	-7857,19		
	B'	-159,645	27,2	-4342,34		
	D	691,795	147,74		102205,75	
	E	106,430	147,74		15723,96	
Etage 1	A'	-266,075	29,53	-7857,19		
	B'	-159,645	27,2	-4342,34		
	D	691,795	147,74		102205,75	
	E	106,430	147,74		15723,96	
Etage 2	A'	-266,075	29,53	-7857,19		
	B'	-159,645	27,2	-4342,34		
	D	691,795	147,74		102205,75	
	E	106,430	147,74		15723,96	
Etage 3	A'	-266,075	29,53	-7857,19		
	B'	-159,645	27,2	-4342,34		
	D	691,795	147,74		102205,75	
	E	106,430	147,74		15723,96	
Etage 4	A'	-276,936	29,53	-8177,91		
	B'	-166,161	27,2	-4519,59		
	D	720,033	147,74		106377,67	
	E	110,774	147,74		16365,80	
Etage 5	A'	-297,506	27,32	-8127,87		
	B'	-178,504	25,16	-4491,16		
	D	773,516	136,66		105708,75	
	E	119,003	136,66		16262,88	
Etage 6	A'	-315,861	18,46	-5830,79		
	B'	-189,517	17	-3221,78		
	D	821,239	92,34		75833,17	
	E	126,344	92,34		11666,64	
Toiture	F	-259.266	53,19		-14066,181	-53230,841
	G	-259.266	106,44		-14074,114	-53260,864
	H	129.633	82,64		5463,570	20675,864
	I	64.817	82,64		2731,785	10337,932
	J	-324.083	212,84		-35178,675	-133127,142
Totale				-94833,56	861583,35	-208605,053

Tableau V.20 : Résultats des efforts appliqués au bâtiment pour chaque niveau _
Vent V2 ; $C_{pi} = -0.5$.

Les composantes résultantes des efforts de vent maximaux appliqués à la base du bâtiment sont récapitulées au tableau suivant :

R_x	R_y	R_z
-399908.221	-1040589.692	-711883.994

Tableau V.21 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base du bâtiment.

➤ **Excentricité de la force globale horizontale :**

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion. L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à :

$$e = \mp \frac{b}{10} m$$

Avec **b** est la dimension à la base du maître couple.

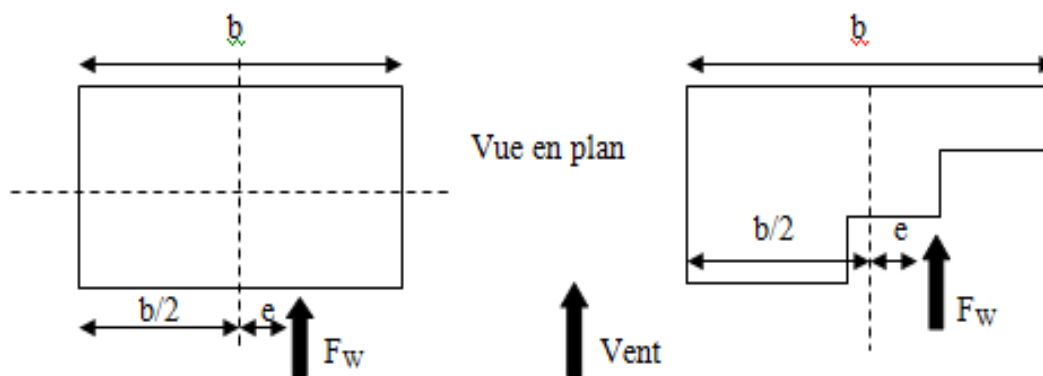


Figure V.13: Excentricité de la force globale horizontale.

► Excentricité de la force globale :

✓ Sens-X (Vent V1):

$$L_y = b = 17,73 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = \pm 1,773 \text{ m}$$

✓ Sens-Y (Vent V2):

$$L_x = b = 46,17 \text{ m}$$

Donc : $e = \pm 4,617 \text{ m}$

V.2.2. Commentaire:

Le RNV 99 prise en compte bien le vent telles que :

- ✓ Diffusion de vent.
- ✓ Les zones plus excitées par le vent.
- ✓ La force du frottement.
- ✓ Les directions.

V.3. Vérification de la stabilité :

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble il faut s'assurer que le moment stabilisant (M_s) dû au poids de la structure est supérieur au moment de renversement (M_r) dû à l'action de vent.

✓ Sens-X (Vent V1) :

$$d = 46.17 \text{ m}, h = 25.17 \text{ m}$$

$$R_x = -399.908 \text{ KN} \quad R_z = -711.883 \text{ KN} \quad W = 54734,86 \text{ KN (Poids)}$$

$$M_s = W \cdot d/2 = 1263554.24 \text{ KN.m}$$

$$M_r = R_x \cdot h/2 + R_z \cdot d/2 = 21466.49 \text{ KN.m}$$

D'où $M_s > M_r$, donc la structure est stable.

✓ Sens-Y (Vent V2) :

$$d = 17.73 \text{ m}, h = 25.17 \text{ m}$$

$$R_y = -1040.589 \text{ KN} \quad R_z = -711.883 \text{ KN} \quad W = 54734,86 \text{ KN (Poids)}$$

$$M_s = W \cdot d/2 = 485224.53 \text{ KN.m}$$

$$M_r = R_y \cdot h/2 + R_z \cdot d/2 = 19406.65 \text{ KN.m}$$

D'où $M_s > M_r$, donc la structure est stable.

V.4. Conclusion :

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment, donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

VI.1.INTRODUCTION

Ce chapitre comporte le calcul des éléments résistants qui sont les portiques (poteaux, poutres) et les voiles constituant la structure. Ces éléments en béton armé ont pour rôle d'assurer d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Les actions agissantes sur la structure sont combinées à l'aide du logiciel ***STAAD.Pro v8*** pour donner les différentes sollicitations dans les éléments résistants. Le maximum de ces sollicitations (M, N, T) dans chaque élément va être pris pour le calcul de son ferrailage, tout en respectant les différentes règles techniques imposées par le **BAEL 91** et l'**RPA 99** et **CBA 93**.

Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action ont pour but de donner le cas le plus défavorable à l'ELU ainsi qu'à l'ELS et cela d'après :

- BAEL 91

Dans les cas courants, les actions à prendre en compte sont :

À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

À l'ELS : $G + Q$

-RPA 99

Les combinaisons d'actions qui prennent en compte l'action sismique sont :

$$G + Q + E_{x,z}$$

$$0.8G \pm E_{x,z}$$

$$G + Q + 1.2E_{x,z}$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation non pondérée.

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales $E_{x,z}$

Les numérotations affectées à chaque action et sollicitation dans le logiciel sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Actions de base	Numérotations dans le logiciel
G	(1)
Q	(2)
$E_{x,z}$	(3)
Combinaisons d'action	
$1,35G+1,5Q$	(4)
$G+Q$	(5)
$G+Q+E_{x,z}$	(6)
$G+Q- E_{x,z}$	(7)
$G+Q+1,2 E_{x,z}$	(8)
$G+Q-1,2E_{x,z}$	(9)
$0,8G+E_{x,z}$	(10)
$0,8G-E_{x,z}$	(11)

Tableau VI.1 : Différentes charges et combinaisons des charges de calcul.

VI.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux de la structure sont soumis à 2 types de forces:

- Forces verticales : dues aux efforts normaux de traction ou compression
- Forces horizontales: dues aux charges du séisme qui provoque des efforts tranchants et des moments fléchissant

Donc les poteaux seront calculés en flexion composée.

VI.2.1. Combinaison de calcul

Les combinaisons à considérer sont celles du BAEL91 modifié 99 et le RPA99/version 2003.

BAEL91: $1,35G+1,5Q$.

RPA99: $G + Q \pm 1, 2E$

$0, 8G \pm E$.

VI.2.2. Ferrailage longitudinal

Une section soumise à la flexion composée peut être:

- Une section partiellement comprimée (S.P.C).
- Une section entièrement comprimée (S.E.C).
- Une section entièrement tendue (S.E.T).

A. Section partiellement comprimée

Effort normal étant un effort de compression ou traction, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et l'axe neutre à l'intérieur.

B. Section entièrement comprimée

Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et l'axe neutre à l'extérieur.

C. Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

Les fissurations sont préjudiciables et les poteaux seront calculés à l'**ELS** en remplaçant l'excentricité réelle:

$$e_1 = M_u / N_u \text{ en flexion composée}$$

$$e_1 = 0 \text{ en compression centrée}$$

Par une excentricité totale de calcul:

$$e = e_1 + e_a + e_2.$$

e_1 : excentricité du 1^{er} ordre

e_a : excentricité additionnelle

$$e_a = \max (e'; 2\text{cm} ; h/250)$$

e_2 : excentricité du 2^{eme} ordre

$$e_2 = \left(\frac{3L_f^2}{10^4 h} \right) (2 + \alpha \phi)$$

avec: L_f : longueur de flambement

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement

ϕ : rapport de la déformation finale due au fluage ce rapport est généralement pris

Égale à 2

$$\alpha = \frac{M_G}{(M_G + M_Q)}$$

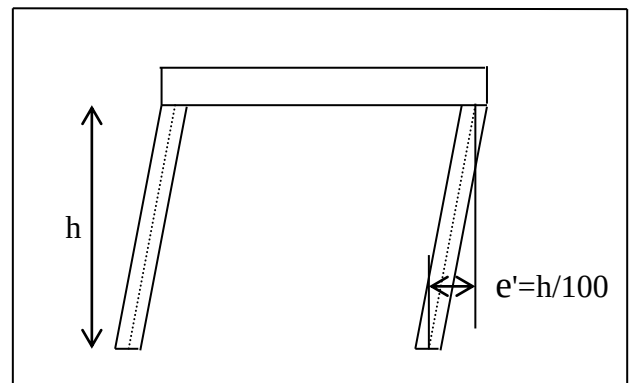


Figure VI.1 : l'excentricité (e')

Les sollicitations de6ennent ainsi:

$$N_u = N \text{ et } M = e.N_u$$

VI.2.2.1. Armatures longitudinales :

Les sections d'acier nécessaires sont données par:

A/ Pour une section partiellement comprimée: S.P.C

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} - \frac{N}{\sigma_{st}}; A'_s = \frac{M_u - M_L}{(d - d')\sigma_{sc}}$$

B/ Pour une section entièrement tendue: S.E.T

$$A_s = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'_s; A'_s = \frac{N.a}{(d - d')\sigma_s}; \text{ avec } a = \left(\frac{e}{d - c'} \right)$$

C/ Pour une section entièrement comprimée : S.E.C

$$A_s = \left(\frac{N - b.h.f_{bu}}{\sigma_2} \right) - A'_s$$

$$A'_s = \frac{M - \left(d - \frac{h}{2} \right).b.h.f_{bu}}{(d - d')\sigma_2}$$

Pour les sections minimales du ferrailage longitudinal :

Selon BAEL91modifié99 : $A_s \geq \max (4 \text{ cm}^2/\text{de périmètre}, (0,2. b.h)/100)$

Selon RPA99/version2003 : $A_s > 0,9 \% b.h$ (zone III)

les sections maximales sont:

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12 mm

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Le ferrailage transversal : selon RPA99/version2003 : $A_t \geq \left(\frac{\rho St V_u}{b.f_e} \right)$.

- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Le ferrailage transversale est donnée

$$\text{Selon RPA99/version 2003 : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a.V_u}{(b.f_e)}$$

Avec: V_u : l'effort tranchant de calcul

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Selon BAEL91modifié99 : $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

Selon RPA99/version 2003:

Dans la zone nodale :

$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et II

$S_t \leq 10\text{ cm.}$ en zone III

Dans la zone courante :

$S_t \leq 15\phi_l$ en zone I et II

$S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ en zone III

où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Avec : $\rho = 2,50$ si $\lambda \geq 5$

$\rho = 3,75$ si $\lambda < 5$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b_1.S_t}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{L_f}{b}$$

Ferraillage longitudinal des poteaux :

Niveaux	Section du poteau	$M^{\max}$ (KN.m)	N (KN)	Combinaison
S/SOL(1+2+3)+Entre sol	60×60	192.079	2013.432	9
RDC +1^{ère}+2^{ème} + 3^{ème} étage	50×50	183.788	1709.886	9
4^{ème} +5^{ème}+6^{ème} étage	40×40	100.259	734.305	8

Tableau VI.2 : Les efforts revenants aux différents poteaux.

Remarque : (voir annexe il ya d'autres tableaux pour le calcul des sections comme le tableau VI.3)

Exemple de calcul de Ferrailage (Flexion composée) : (voir annexe diagramme flexion Composée)

➤ **Poteau (40×40) :**

$$N_u = M_u / e$$

$$\Psi_1 = N_u / b.h.\sigma_{bc} = 30.59 \rightarrow \Psi_1 > 0.81$$

$X = -200806.42 < 0.19 \rightarrow$ oui $\rightarrow$ section entièrement comprimée **PIVOT C**

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 40 \times 37 \times 2,1) / 400 = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.78 \text{ cm}^2$$

- **Condition du B.A.E.L.91mod 99**

Le pourcentage minimal d'armatures en toute section du béton est de 0,2 % $\Rightarrow$

$$A = 3.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition du RPA99/version2003 (Art .7.4.2.1)**

Le pourcentage minimal d'armatures en toute section du béton est de 0,9 % pour la zone III $\Rightarrow A = 14.4 \text{ cm}^2$

VI.2.3. Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau	$A_s^{(Cal)}$ (cm ²)	$A_s^{(CNF)}$ (cm ²)	A_s^{min} (BAEL) (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s adoptée (cm ²)
S-SOLS (1+2+3) +entre sol	60 x 60	0	4.12	7.2	32.4	144	216	6T20+8T16 34.93
RDC+1^{ère} +2^{ème} + 3^{ème} étage	50 x 50	0	2.83	5	22.5	100	150	4T20+8T16 28.64
4^{ème} +5^{ème}+6^{ème} étage	40 x 40	0	1.78	3.2	14.4	64	96	8T16 16.08

Tableau VI.3 : Choix des armatures des poteaux.

VI.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérifications
S-SOLS (1+2+3) +entre sol	60x60	2314.32	18.317	34.93	59.7	201.63	7.92	15	OK
RDC+1^{ère} +2^{ème} + 3^{ème} étage	50x50	1492.00	10.32	28.64	52.8	201.63	7.46	15	OK
4^{ème} +5^{ème}+6^{ème} étage	40x40	156.986	26.33	16.08	19.9	201.63	3.52	15	OK

Tableau VI.4 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

VI.2.5. Vérification de l'effort tranchant :**VI.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ Selon le "BAEL 91 modifiée 99" [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ Selon le "RPA 99 version 2003" [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S-SOLS (1+2+3) + entre sol	60x60	72.638	0.21	10.10	0.075	1.875	2.50	OK
RDC+1 ^{ère} + 2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	50x50	102.68	0.43	15.55	0.075	1.875	2.50	OK
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage.	40x40	62.236	0.42	19.47	0.075	1.875	2.50	OK

Tableau VI.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

VI.2.6. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

➤ **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite.} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

VI.2.7. Armatures transversales :

Espacements maximaux selon RPA99 :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	$\emptyset_l$ (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
S-SOLS (1+2+3) + entre sol	60x60	6T20+8T16	20	10	20
RDC+1^{ère}+2^{ème} + 3^{ème} étage	50x50	4T20+8T16	20	10	20
4^{ème} +5^{ème}+6^{ème} étage	40x40	8T16	16	10	15

Tableau VI.6 : Espacements maximaux selon RPA99.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3) +entre sol	60x60	1.75	2.91	3.75	72.638	N	10	1.13	4T8	2.01
						C	20	2.26	5T8	2.51
RDC+1^{ère} +2^{ème} + 3^{ème} étage	50x50	2.24	4.48	3.75	102.68	N	10	1.92	4T8	2.01
						C	20	3.85	8T8	4.01
4^{ème} +5^{ème} +6^{ème} étage.	40x40	2.24	5.60	2.5	62.236	N	10	0.97	4T8	2.01
						C	15	1.45	4T8	2.01

Tableau VI.7 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

VI.2.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

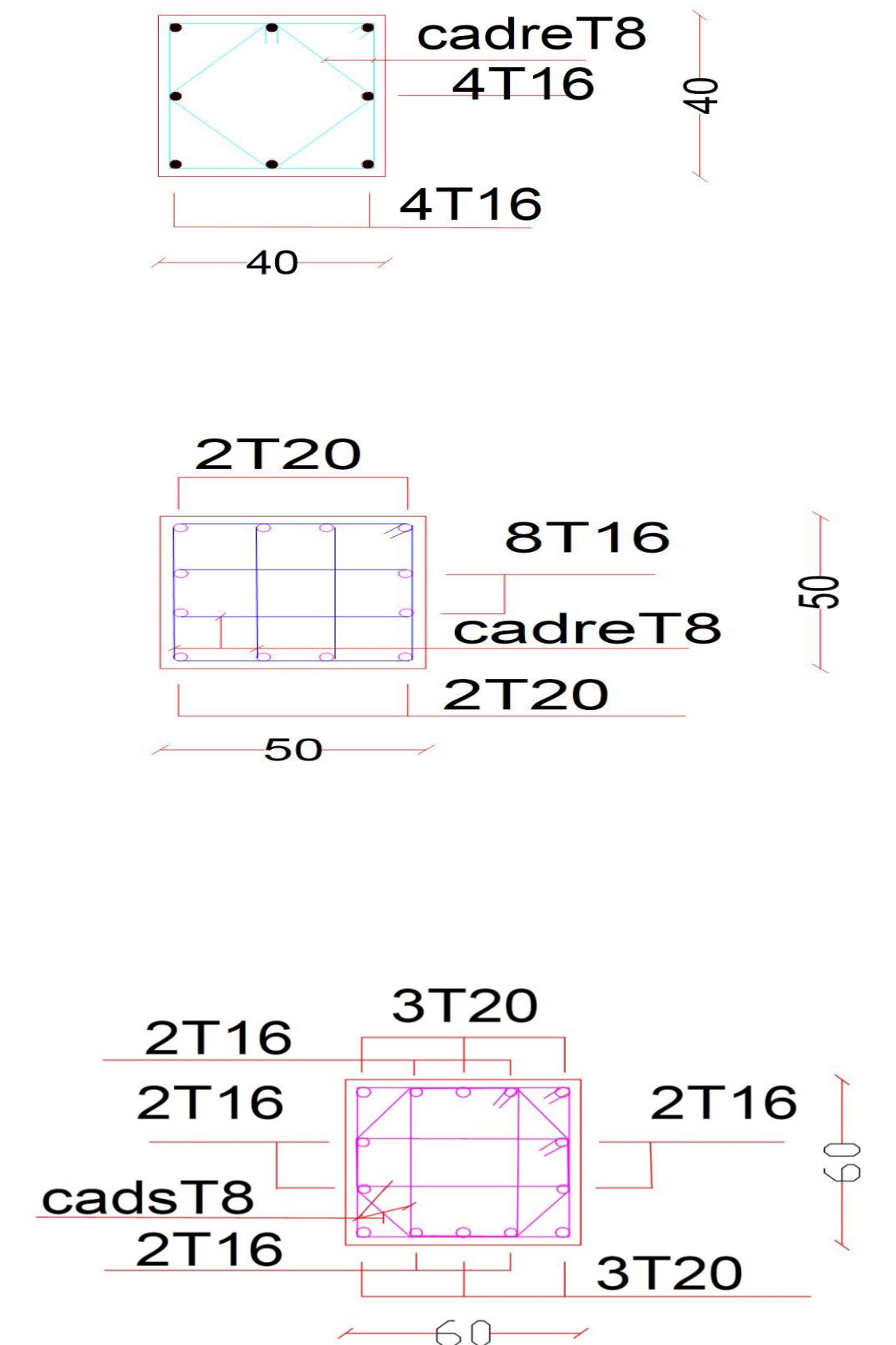


Figure VI.2 : Ferrailage des poteaux

VI.3.FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.3.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant Préjudiciable.

VI.3.2 Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99

La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

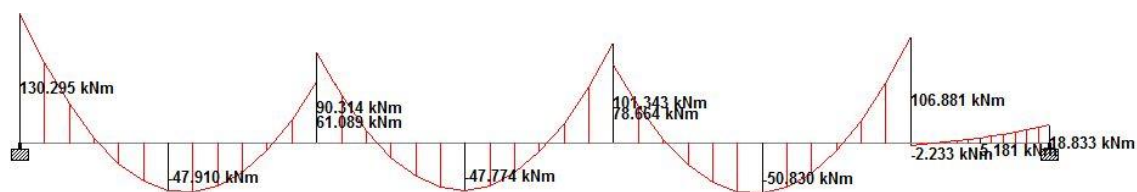
La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison $(0.8 G \pm E)$ tient compte l'effet de l'action verticale de séisme.

VI.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principale (sens transversal).
- Sens secondaire (sens longitudinal).



Calcul avec logiciel :

A. En appuie:

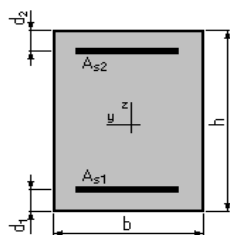
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0,00	130,29

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 1,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,78$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 0,00 (kN) M = 130,29 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 10,1$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 38,0$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,16$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

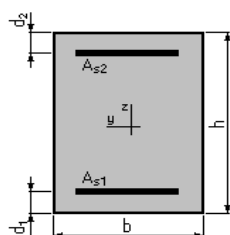
tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

b. En Travée :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)**Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 30,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 45,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 3,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 3,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0,00	50,84

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,29 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M = 50,84 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 40,5 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,96 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		

$$\text{tendue: } \sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. **Poutres principales 30x45 :**

a. Situation durable : 1.35G +1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sT} (cm ²)	A _{s app} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	30x45	Travée	31.827	2.23	0
		Appui	105.819	0	7.86
RDC+ entre sol	30x45	Travée	50.830	3.61	0
		Appui	130.295	0	9.9
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	30x45	Travée	57.478	4.1	0
		Appui	125.364	0	9.48

Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres principales **30x45** (situation durable).

2. **poutres principales 30x45 :**

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sT} (cm ²)	A _{s app} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	30x45	Travée	22.848	1.38	0
		Appui	77.624	0	4.83
RDC+ entre sol	30x45	Travée	88.099	5.51	0
		Appui	213.209	0	14.57
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	30x45	Travée	93.419	5.86	0
		Appui	224.579	0	15.07

Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principales **30x45** (situation accidentelle).

1. poutres secondaires 30x40 :

c. Situation durable : 1.35G + 1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sT} (cm ²)	A _{s app} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	30x40	Travée	8.93	0.7	0
		Appui	45.723	0	3.71
RDC+ entre sol	30x40	Travée	34.87	2.8	0
		Appui	71.178	0	5.93
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	30x40	Travée	56.63	4.39	0
		Appui	112.409	0	9.83

Tableau VI.10 : Choix des armatures pour les poutres secondaires **30x40**
(Situation durable).

1. poutres secondaires 30x40 :

2. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _{sT} (cm ²)	A _{s app} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	30x40	Travée	13.96	0.95	0
		Appui	35.280	0	2.44
RDC+ entre sol	30x40	Travée	0.97	0.07	0
		Appui	75.469	0	5.39
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	30x40	Travée	33.810	2.34	0
		Appui	105.804	0	7.75

Tableau VI.11 : Choix des armatures pour les poutres secondaires **30x40**
(Situation accidentelle).

VI.3.4. Choix des armatures :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section (recommandation du RPA 99).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante

- 6 % en zone de recouvrement

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

➤ **Poutres principales 45x30**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	45x30	Travée	31.82	54	81	6.75	2.23	3T16F+1T12	7.16
		Appui	105.81				7.86	3T16F+3T16	12.05
RDC+ entre sol	45x30	Travée	88.099	54	81	6.75	5.54	3T16F+3T12	9.24
		Appui	213.20				14.57	3T16F+3T16+2T14	15.14
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	45x30	Travée	93.419	54	81	6.75	5.86	3T16F+3T12	9.24
		Appui	224.57				15.07	3T16F+3T16+2T14	15.14

Tableau VI.12: Choix des armatures pour les poutres principales (45x30).

➤ **Poutres secondaires 40x30**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
S-SOLS (1+2+3)	40x30	Travée	8.93	48	72	6	0.7	3T12F+3T12	6.78
		Appui	45.723				3.71	3T12F+3T12	6.78
RDC+ entre sol	40x30	Travée	34.87	48	72	6	2.8	3T12F+3T12	6.78
		Appui	71.178				5.93	3T14F+3T14	9.23
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	40x30	Travée	56.63	48	72	6	4.39	3T12F+3T12	6.78
		Appui	112.40				9.83	3T16F+3T16	12.05

Tableau VI.13 : Choix des armatures pour les poutres secondaires (40x30).
VI.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérification
45x30	7.16	1.52	OK
40x30	6.78	1.34	OK

Tableau VI.14 : Vérification de la condition de non fragilité.

VI.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{cases}$$

Poutres principales 45x30 :

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
S-SOLS (1+2+3)	Travée	23.051	2.92	15	86.3	201.63	OK
	Appui	76.698	8.17		175.6		
RDC+ entre sol	Travée	34.477	3.98	15	99.6	201.63	OK
	Appui	93.941	9.34		173.6		
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+ 4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	Travée	31.968	3.69	15	92.3	201.63	OK
	Appui	100.780	10		186.2		

Tableau VI.15 : Vérification des poutres principales 45x30 à l'ELS.
Poutres secondaires 40x30 :

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
S-SOLS (1+2+3)	Travée	13.71	2.18	15	61.8	201.63	OK
	Appui	33.140	5.27		149.3		
RDC+ entre sol	Travée	25.08	3.99	15	113	201.63	OK
	Appui	51.31	7.36		172.7		
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+ 4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage+Terrasse	Travée	41.49	6.6	15	187	201.63	OK
	Appui	72.457	9.57		189.8		

Tableau VI.16 : Vérification des poutres secondaires 40x30 à l'ELS

VI.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL 91 modifié 99**

Poutres principales 45x30 :

Niveaux	Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
S-SOLS (1+2+3)	45x30	103.107	0.81	2.5	OK
RDC+ entre sol	45x30	128.779	1.02	2.5	OK
1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage +Terrasse	45x30	124.03	0.98	2.5	OK

Tableau VI.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales 45x30.
Poutres secondaires 40x30 :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
<i>S-SOLS (1+2+3)</i>	40x30	36.82	0.33	2.5	OK
<i>RDC+ entre sol</i>	40x30	60.059	0.54	2.5	OK
<i>1^{ère}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème}+6^{ème} étage +Terrasse</i>	40x30	82.56	0.74	2.5	OK

Tableau VI.18: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires 40x30.

VI.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :
$$\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$
- Selon le RPA 99 version 2003 :
$$\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
principales	45x30	128.779	1.02	35	22.5	11	10	20	1.8	4T8
secondaires	40x30	82.56	0.74	30	20	10	10	20	1.8	4T8

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales.

VI.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$
- b. $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{ cm}$

VI.3.10 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : h

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

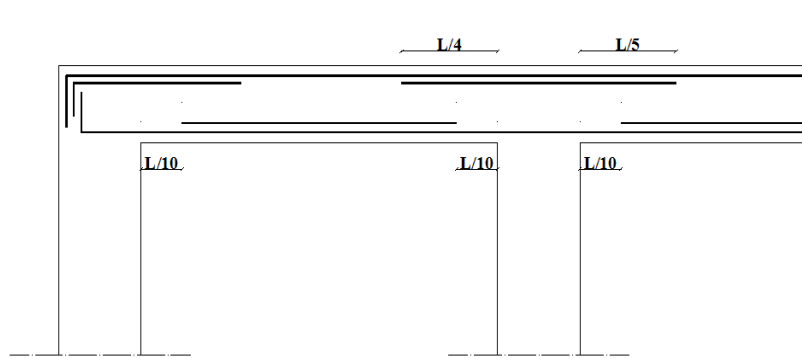


Figure VI.3: Arrêt des barres

VI.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

Poutre principales (45x30) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{5.00}{1000} = 1 \text{ cm}$

Poutre secondaires (40x30) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{500}{1000} = 1 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ et } I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre principale	45x30	100.78	15.44	18.88	155.40	0.012	1.71	0.68	0.67	302816.3
Poutre secondaire	40x30	72.457	12.05	15.93	162.51	0.001	1.93	0.77	0.64	205562.2

Tableau VI.20: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
45x30	155144.3	228387.2	5.04	10.19	4.93	10	OK
40x30	101034.1	151227.9	5.57	11.07	5.49	10	OK

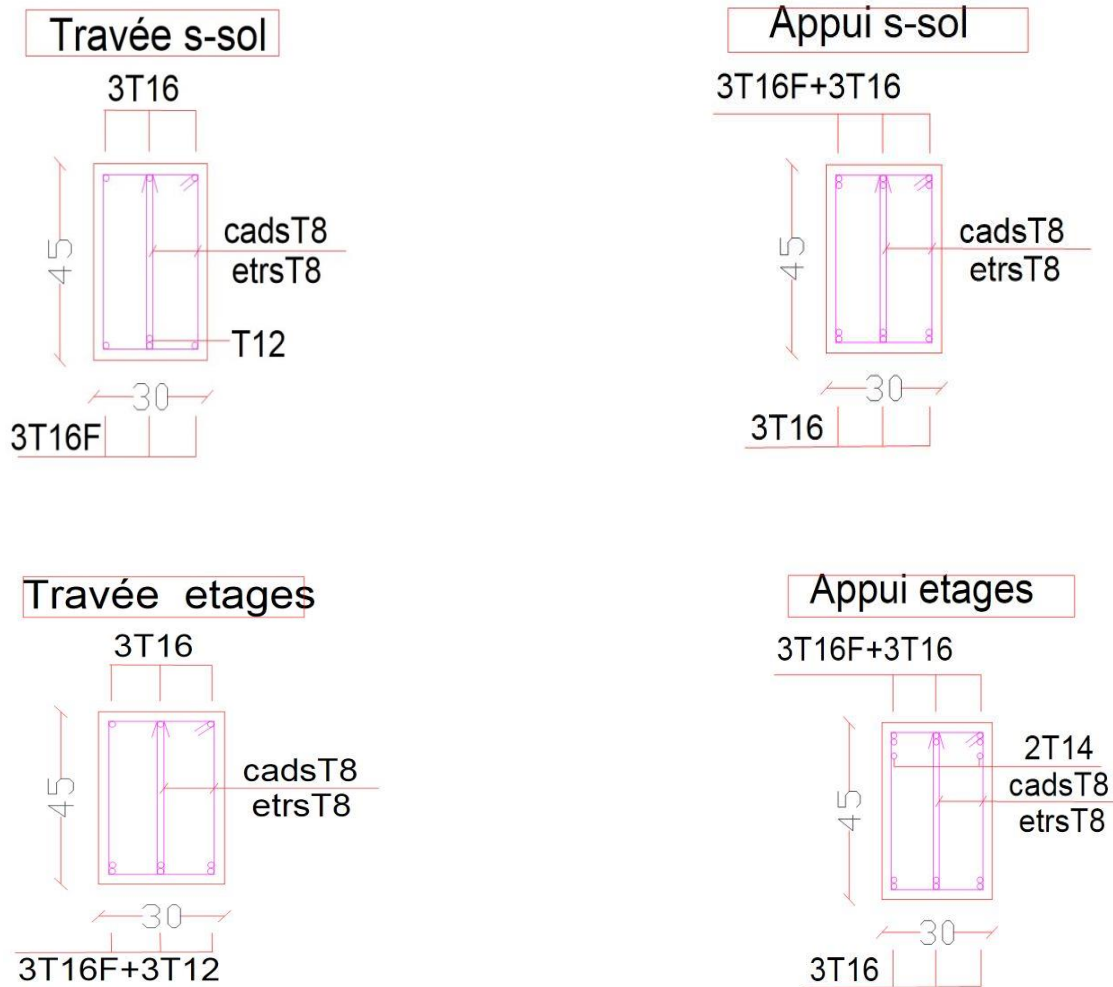
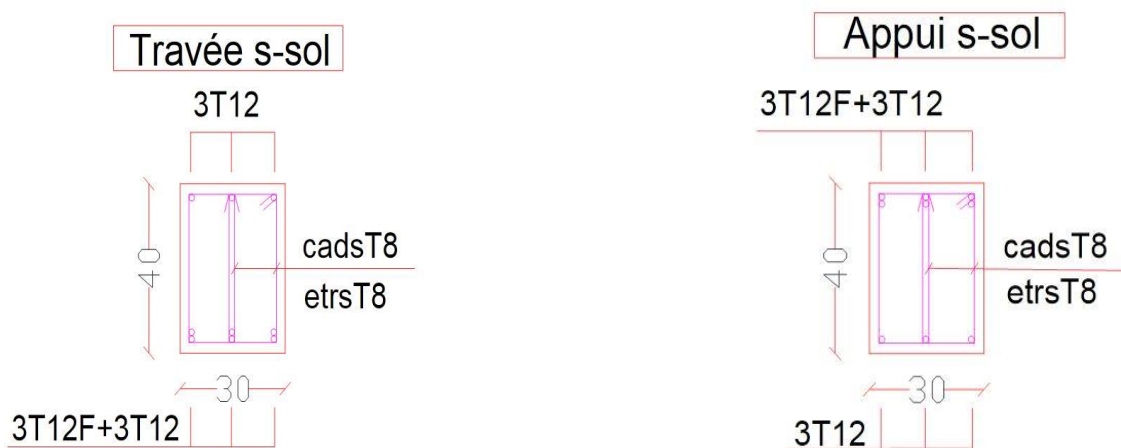


Figure VI.4: Ferrailage des poutres principales.



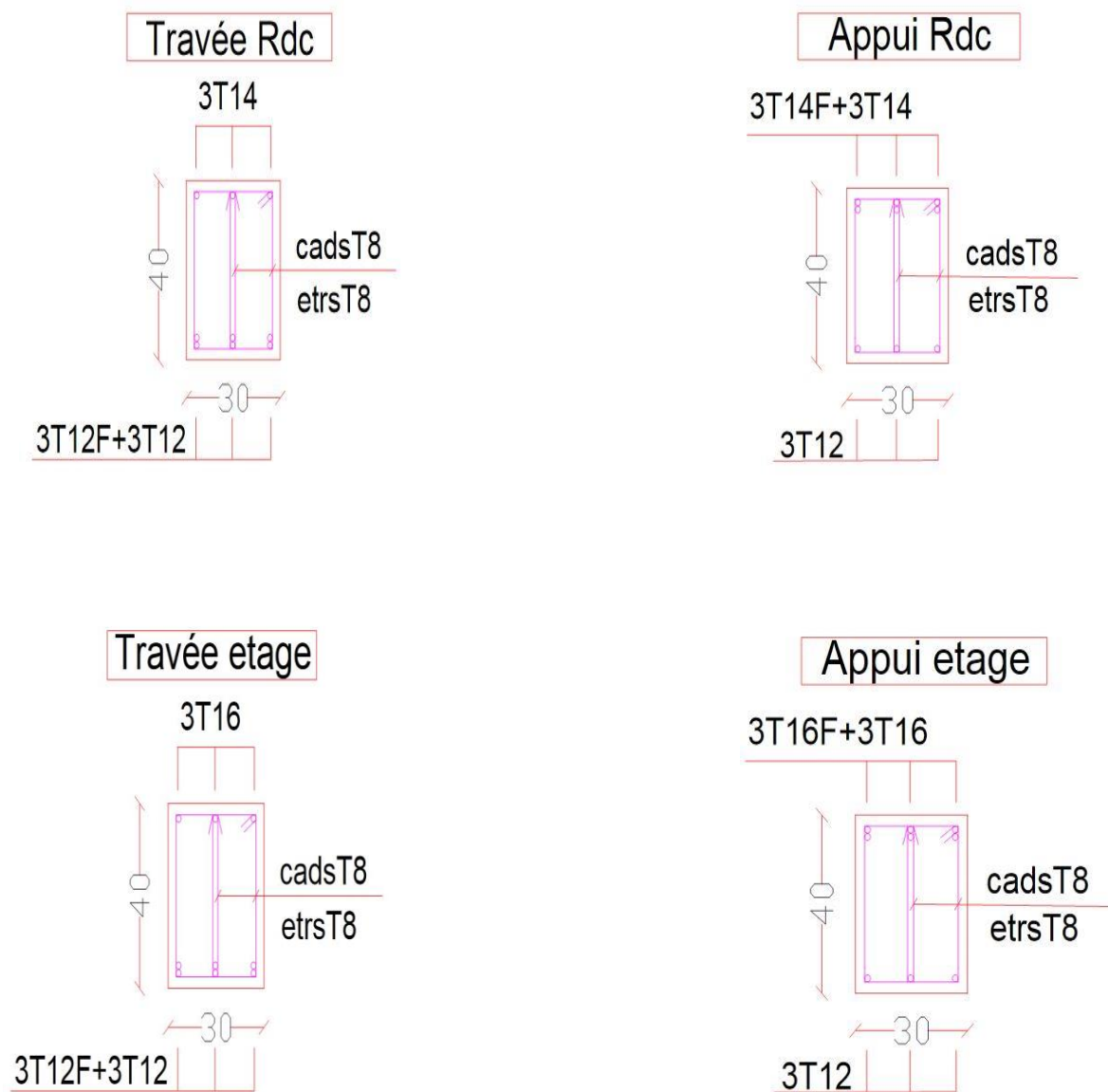


Figure VI.5: Ferrailage des poutres secondaires .

VI.4.FERRAILLAGE DES VOILES

Sous l'action des forces verticales et horizontales (poids propre sur charge et séisme), les voiles sont sollicités en flexion composée, ils seront ferrailés avec :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

Notre structure comporte 5 types de voiles qui sont montrés sur la **figure suivante** :

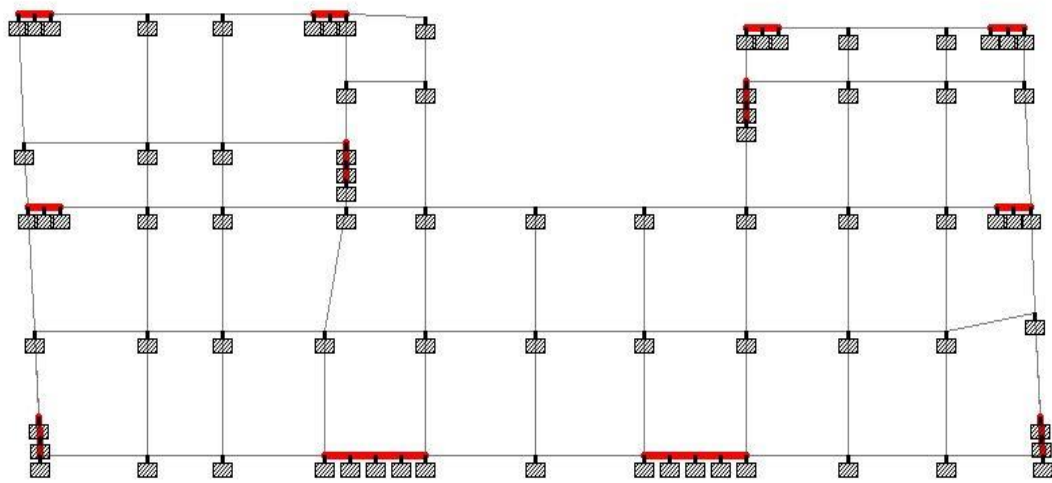


Figure VI.6 : proposition de voiles

VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES

VI.4.1. GENERALITES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (steel shear walls) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).

- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » ^[8].

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile. ^[7]

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. ^[8]

VI.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **figure ci-dessous** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

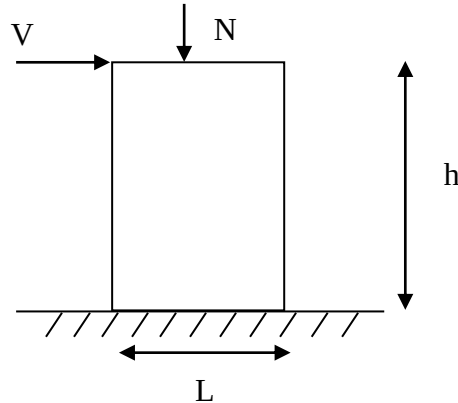


Figure VI.7: modèle général d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

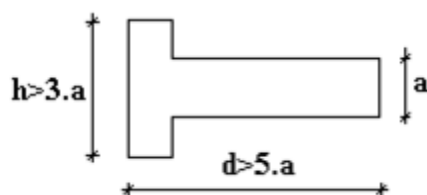
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

VI.4.3. JUSTIFICATION DES SOLLICATAION NORMALES : ^[9]

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
 - Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

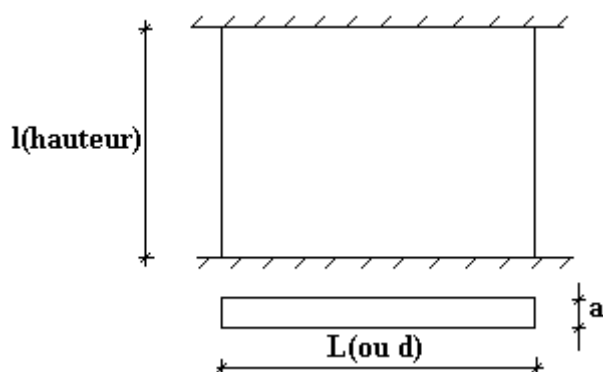


b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90

<i>Mur articulé en tête et en pied</i>	<i>1,00</i>	<i>1,00</i>
--	-------------	-------------

Tableau VI.21 : Valeurs de (l_f/l).

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU : ^[7]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir. ^[9]

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voile armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	

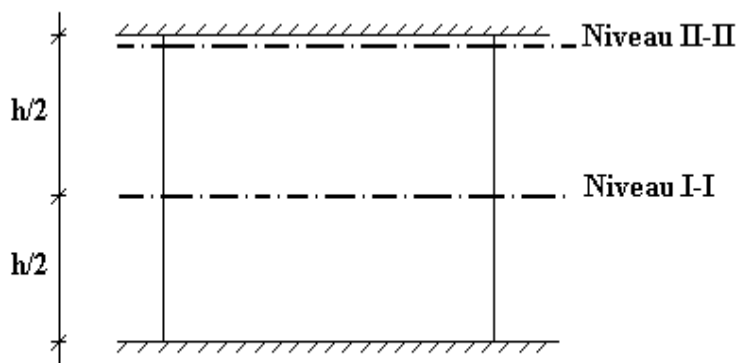
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contrainte limite	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau VI.22 : Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$.

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : ^[7]



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux : ^[7]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau VI.23 : Aciers verticaux et horizontaux.

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) ^{[7], [9]}

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Tableau VI.24 : Aciers transversaux.**f. Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $\tau_{\text{max}} \leq 0,05f_{c28}$)

VI.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX :

VI.4.4.1. INTRODUCTION :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

VI.4.4.2. METHODE SIMPLIFIEE POUR LES VOILES RECTANGULAIRES : ^[7]

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence. ^[7]
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota :

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **Staad pro v8** (il s'agit des contraintes τ_{min})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E)

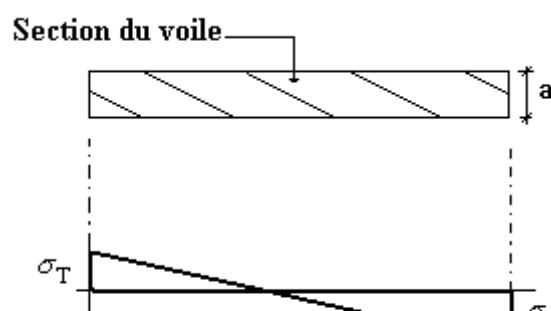
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée : ^[7]

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

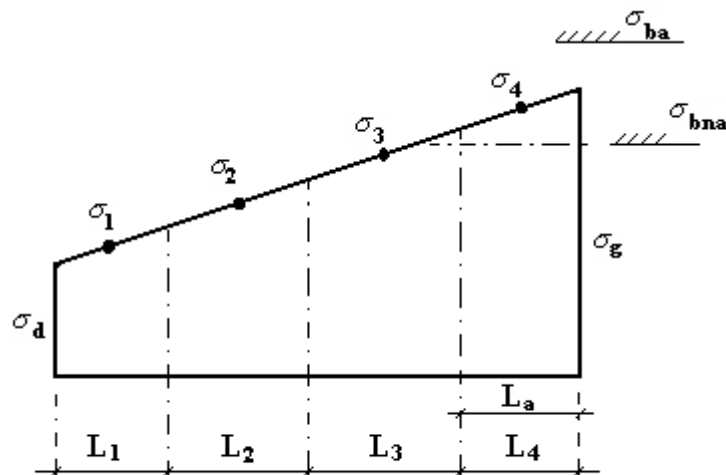
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

Figure VI.8 : section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue : ^[7]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.

- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)
- Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4 \text{ ou } 5$

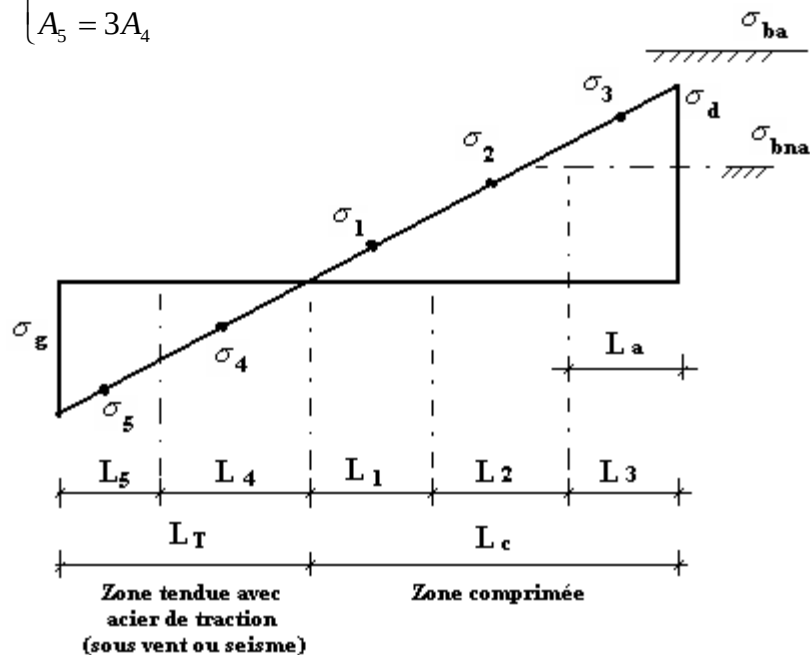
$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



Voile partiellement Tendue.découpage en bande.

Figure VI.9 : voile partiellement tendue. Découpage en bande.

VI.4.4.3. ACIER HORIZONTALS :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25 \quad [9]$$

$\tau_u = T_{\max}$ est donnée par le **Staad pro v8**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

VI.4.4.4. ACIERS SUPPLEMENTAIRES ET DISPOSITION CONSTRUCTIVES :

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau VI.25 : Aciers supplémentaires.

VI.4.4.5. PRECONISATION DU «RPA99 version2003»^[1] :

a. **Aciers verticaux** :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

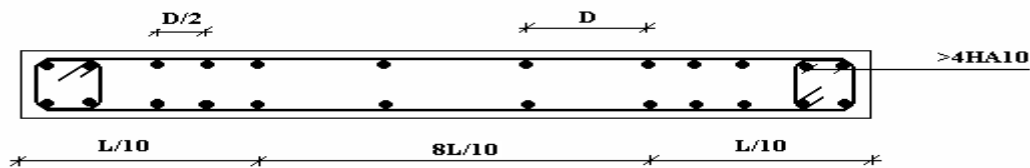


Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales dans les

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.5. PRESENTATION DES RESULTATS :

Exemple de calcul :

Pour le voile du (RDC+entre sol) , on a les données suivantes :

Soit le voile de longueur

$$L = 4,7\text{m}$$

$$a = 0,20\text{m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,20\text{ m (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **staad pro v8**.

$$S_{\max} = \sigma_1 = 6.81\text{ MPa}$$

$$S_{\max} = \sigma_2 = 6.63\text{MPa}$$

$$T_{\max} = \tau = 3.43\text{MPa}$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

• Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 3,20m, la hauteur libre est égale à :

$$\square \quad h_e = 3,20 - 0,4 = 2,8\text{m} \quad (0,4\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,80 \times 0,85 = 2,38$	$0,8 \times 2,8 = 2,24$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 41,22$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 38,79$
Coefficient α	/	0,471	0,682
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,471 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,23\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,682}{0,20} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,09\text{MPa}$

Tableau VI.26 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

Remarque :

$\sigma_{ba} = 15,09 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,0 \text{ cm}^2 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **Longueur de traction :**

$L = 4,7 \text{ m}$ longueur du voile

L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t = L$ (Voile entièrement tendu)

- **Armatures de traction :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

$$\text{Soit : } l^i = \frac{h_e}{2} = 1,4 \text{ m}$$

Calcul du ferrailage :

- Aciers verticaux :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,4 \text{ m}$, donc notre voile est décomposer en 4 bandes de 1,175m

➤ $S_i = a \cdot l_i$

Avec : - a : l'épaisseur du voile.

- l_i : la longueur de la bande.

$$\text{Donc : } S_i = 0,20 \times 1,175 = 0,235 \text{ m}^2$$

➤ **Détermination de différentes positions :**

-1^{er} position : $l_1 = L - (l / 2) = 4,7 - (1,175 / 2)$

$$l_1 = 4,14 \text{ m}$$

-2^{ème} position : $l_2 = l_1 - l = 4,11 - 1,175$

$$l_2 = 2,93 \text{ m}$$

-3^{ème} position : $l_3 = l_2 - l = 2,93 - 1,175$

$$l_3 = 1,76 \text{ m}$$

-4^{ème} position : $l_4 = l_3 - l = 1,76 - 1,175$

$$L_4 = 0,58 \text{ m}$$

➤ **Contrainte moyenne par bande σ_j :**

On a : $\sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$

Avec : - σ_j : la contrainte moyenne.

- l_i : la position

- σ_2 : la contrainte tirée du **staad pro** (soit $S_{\max}$)

- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t=L$ (voile entièrement tendu)

Donc : $-\sigma_1 = 4,14 \frac{6,63}{4,7} = 5,84 \text{ MPa.}$

$-\sigma_2 = 2,93 \frac{6,63}{4,7} = 4,13 \text{ MPa.}$

$-\sigma_3 = 1,76 \frac{6,63}{4,7} = 2,48 \text{ MPa.}$

$-\sigma_4 = 0,58 \frac{6,63}{4,7} = 0,81 \text{ MPa.}$

➤ **Force de traction F_t :**

On a : $F_t = \sigma_i \cdot S_i$

Avec : - S_i : la section du voile.

- σ_i : la contrainte moyenne.

Donc :

- $F_{t1} = 5,84 \times 0,235 \cdot 10^3 = 1372,4 \text{ KN}$

- $F_{t2} = 4,13 \times 0,235 \cdot 10^3 = 970,55 \text{ KN}$

- $F_{t3} = 2,48 \times 0,235 \cdot 10^3 = 582,8 \text{ KN}$

- $F_{t4} = 0,81 \times 0,235 \cdot 10^3 = 190,35 \text{ KN}$

➤ **Section d'acier :**

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Avec : - F_t : la force de traction

- σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

Donc : - $A_{s1} = \frac{1372,4}{400} = 34,31 \text{ cm}^2$

$$- A_{s2} = \frac{970.55}{400} = 24.26 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s3} = \frac{582,8}{400} = 14.56 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s4} = \frac{190.35}{400} = 4.75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** ^[2]

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

Donc :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{3.43 (200)(1175)}{400} 1,4 = 3103,29 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 31.0329 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (3.43) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (34.31) = 22.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20)(1,175) = 3,52 \text{ cm}^2 \quad [9]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 22,87 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 6HA16 = 24.11 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{1175}{6} = 19.58 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm}$ vérifiée

❖ **Voile 01(x-x) :** $L_x = 4.7 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$.

Niveau	$S_{\max} = \sigma_1 \text{ [MPa]}$	$S_{\max} = \sigma_2 \text{ [MPa]}$	$T_{\max} = \tau_1 \text{ (MPa)}$
RDC-Entre sol	6.813	6.635	3.436
1 ^{er} ; 2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	4.787	4.404	2.49
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 6 ^{ème}	2.008	1.439	0.813

Tableau VI.27 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux 01.

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier ***Staad pro V8***. Selon la Combinaison de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

• **Armatures verticales de traction :**

Niveau	Bande (m)	$S_i = a.l$ (m ²)	Position / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
--------	--------------	----------------------------------	------------------------------	---------------------	---------------	-----------------------------	-------	-----------------------------------

RDC+ Entre sol	1.175	0.235	4.14	5.84	1372.41	34.31	2x9T16	36.17
	1.175	0.235	2.93	4.13	971.29	24.26	2x9T16	36.17
	1.175	0.235	1.76	2.48	583.44	14.56	2x6T14	18.46
	1.175	0.235	0.58	0.81	192.27	4.75	2x6T14	18.46
1+2+3	1.175	0.235	4.14	3.88	991.63	22.79	2x8T14	24.66
	1.175	0.235	2.93	2.75	645.19	16.13	2x8T14	24.66
	1.175	0.235	1.76	1.65	387.55	9.69	2x6T12	13.56
	1.175	0.235	0.58	0.54	127.72	3.19	2x6T12	13.56
4+5+6	1.175	0.235	4.14	1.27	297.87	7.45	2x9T10	14.13
	1.175	0.235	2.93	0.9	210.81	5.27	2x9T10	14.13
	1.175	0.235	1.76	0.54	126.63	3.17	2x6T10	9.42
	1.175	0.18	0.58	0.18	41.73	1.04	2x6T10	9.42

Tableau VI.28 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux.

• Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC+Entre sol	3.43	11.25	22.87	3.52	22.87	2x8T14	24.61	15
1+2 ^{ème} étage	2.49	8.17	15.19	3.52	15.19	2x6T14	18.46	20
3+4 ^{ème} étage	0.81	2.65	4.97	3.52	4.97	2x6T10	9.42	20

Tableau VI.29 : Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux.

❖ Voile 02(y-y) : $L=1,5$ m, $e=0,20$ m

Niveau	$S_{max}=\sigma 1$ [MPa]	$S_{max}=\sigma 2$ [MPa]	$T_{max}=\tau 1$ (MPa)
--------	--------------------------	--------------------------	------------------------

RDC+Entre sol	7.03	3.77	2.49
1+2 ^{ème} étage	6.87	3.68	2.32
3+4 ^{ème} étage	3.25	1.75	0.58

Tableau VI.30 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles transversaux.

Niveau ²	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC+Entre sol	0.75	0.15	1.125	5.15	772.88	19.32	2x5T16	20.096
	0.75	0.15	0.375	1.72	257.63	6.44	2x5T16	20.096
1+2 ^{ème} étage	0.75	0.15	1.125	2.76	414	10.35	2x5T14	15.38
	0.75	0.15	0.375	0.92	138	3.45	2x5T14	15.38
3+4 ^{ème} étage	0.75	0.15	1.125	1.74	261	6.53	2x6T12	13.56
	0.75	0.15	0.375	0.58	87	2.18	2x6T12	13.56

Tableau VI.31 : Calcul des armatures des voiles transversaux.

• Aciers horizontaux :

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC+Entre sol	3.25	10.66	12.88	2.25	12.88	5T14	15.38	15
1+2 ^{ème} étage	1.75	5.74	6.9	2.25	6.9	5T12	11.304	15
3+4 ^{ème} étage	0.58	1.90	4.35	2.25	4.35	5T10	17.85	15

Tableau VI.32 : Calcul des aciers horizontaux des voiles transversaux.

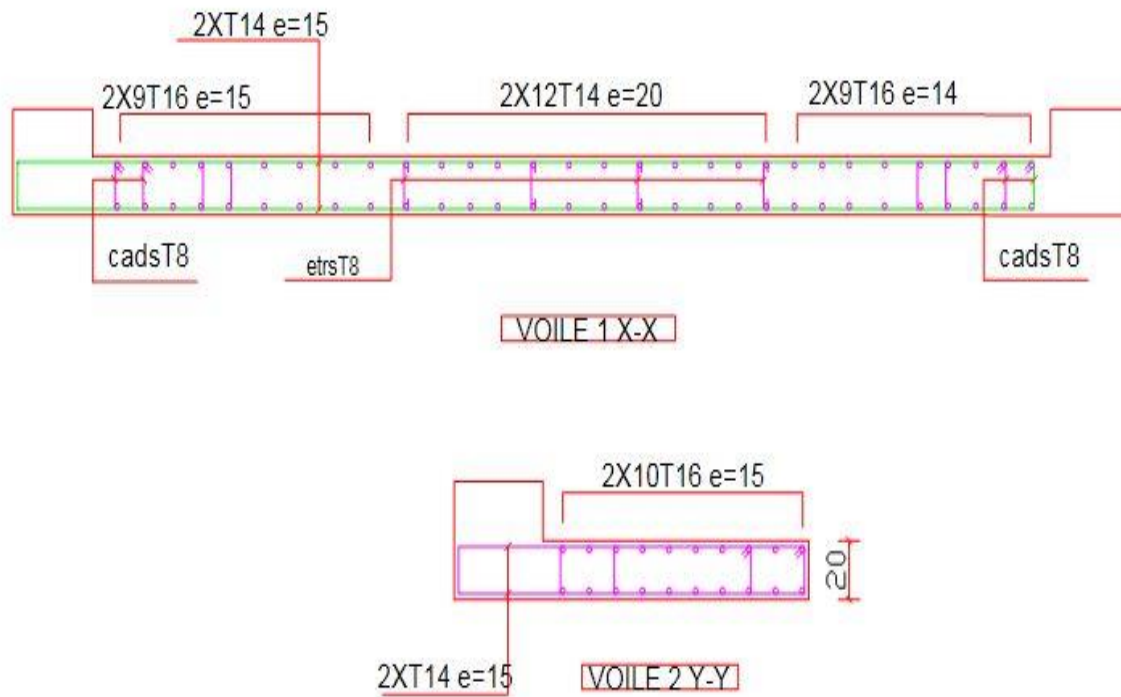


Figure VI.11 : Ferrailage des voiles

CHAPITRE VII

ETUDE DES FONDATIONS

VII.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VII.1.1. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.2. 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 donnée 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 : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N = N_1 + N_2$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q+E].

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison [1,35 G+1,5Q].

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

VII.2.1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

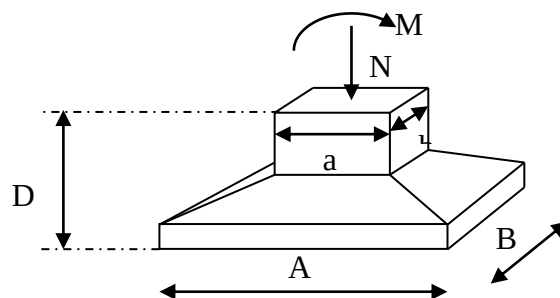


Figure VII.1 : Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 3,00 \text{ bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)	surface
16	4254,3	14,18	3,766	4,00	16,00
18	4004,285	13,35	3,653	4,00	16,00
14	3871,906	12,91	3,593	4,00	16,00
19	3808,993	12,70	3,563	4,00	16,00
17	3776,364	12,59	3,548	4,00	16,00
15	3734,593	12,45	3,528	4,00	16,00
12	3649,616	12,17	3,488	4,00	16,00
28	3611,935	12,04	3,470	3,50	12,25
20	3506,072	11,69	3,419	3,50	12,25
13	3415,888	11,39	3,374	3,50	12,25
25	3376,093	11,25	3,355	3,50	12,25
26	3131,223	10,44	3,231	3,50	12,25
6	3044,911	10,15	3,186	3,50	12,25
27	2995,136	9,98	3,160	3,50	12,25
29	2988,537	9,96	3,156	3,50	12,25
22	2911,425	9,70	3,115	3,50	12,25
9	2843,617	9,48	3,079	3,50	12,25
24	2830,297	9,43	3,072	3,50	12,25
44	2737,733	9,13	3,021	3,50	12,25
10	2674,322	8,91	2,986	3,00	9,00
45	2631,209	8,77	2,962	3,00	9,00
30	2596,927	8,66	2,942	3,00	9,00
3	2547,664	8,49	2,914	3,00	9,00
2	2502,516	8,34	2,888	3,00	9,00
21	2383,776	7,95	2,819	3,00	9,00
23	2276,948	7,59	2,755	3,00	9,00
39	2268,634	7,56	2,750	3,00	9,00
342	2220,194	7,40	2,720	3,00	9,00
32	2086,208	6,95	2,637	3,00	9,00

40	2033,863	6,78	2,604	3,00	9,00
343	1906,024	6,35	2,521	3,00	9,00
46	1811,127	6,04	2,457	3,00	9,00
31	1590,76	5,30	2,303	3,00	9,00
47	1583,903	5,28	2,298	3,00	9,00
48	1545,501	5,15	2,270	3,00	9,00
344	1381,082	4,60	2,146	3,00	9,00
42	1195,293	3,98	1,996	2,00	4,00
4	1097,539	3,66	1,913	2,00	4,00
38	1083,745	3,61	1,901	2,00	4,00
52	1072,704	3,58	1,891	2,00	4,00
5	1023,736	3,41	1,847	2,00	4,00
43	1005,051	3,35	1,830	2,00	4,00
51	1004,265	3,35	1,830	2,00	4,00
53	995,394	3,32	1,822	2,00	4,00
7	995,348	3,32	1,821	2,00	4,00
8	968,041	3,23	1,796	2,00	4,00
50	756,126	2,52	1,588	2,00	4,00
341	615,755	2,05	1,433	1,50	2,25
1	577,671	1,93	1,388	1,50	2,25
56	460,758	1,54	1,239	1,50	2,25
33	452,234	1,51	1,228	1,50	2,25
49	433,373	1,44	1,202	1,50	2,25
55	429,163	1,43	1,196	1,50	2,25
54	404,903	1,35	1,162	1,50	2,25
41	391,622	1,31	1,143	1,50	2,25
345	348,307	1,16	1,078	1,50	2,25

Tableau VII.1 : Sections des semelles isolées

Vérification de la mécanique des sols : (Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que :

$L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $1,5 \times b = 6 \text{ m} > L_{\min} = 2,2 \text{ m}$ non vérifié

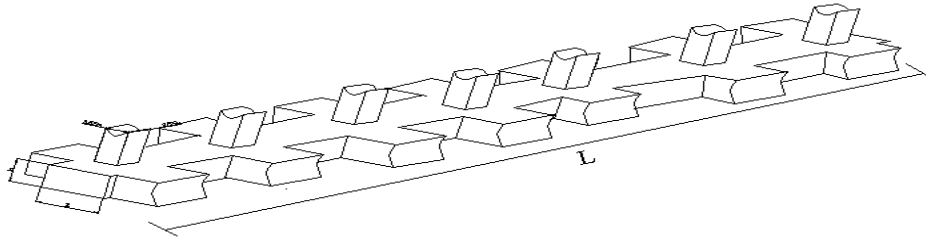
- La surface de la structure = 844.495 m²
- La somme des surfaces des semelles isolées = 476.25 m²
- La surface de semelles isolées > 50% de la surface de la structure

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2.2. SEMELLES FILANTES

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

**Figure VII.2 : Semelle filante**

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

<i>Files</i>	<i>N (kN)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B^{choisie} (m)</i>
A	8250.11	27.5	46.19	0.59	1
B	11065.573	36.88	31.10	1.18	1.2
C	10047.247	33.49	14.80	2.26	2.3
D	31537.701	105.12	46.05	2.28	2.3
E	38993.682	129.97	45.97	2.82	3
F	18940.812	63.13	46.00	1.73	1.8

Tableau VII.2 : Sections des semelles filantes

Vérification de la mécanique des sols : (Vérification de l'interférence entre deux semelles Filantes)

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2,5 \times B$

Tel que :

$L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$2,5 \times B = 2.5 \text{ m} > L_{\min} = 2.2 \text{ m} \dots\dots\dots$ non vérifie

- **La surface de la structure = 844.495 m²**
- **La somme des surfaces des semelles filants = 444.17 m²**
- **La surface des semelles filants > 50% de la surface de la structure**

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on opte un radier général.

VII.2.3. RADIER GÉNÉRAL

VII.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement générale de la construction.
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est une AIR de STOCKAGE.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.2.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 118835.12 kN \\ \sigma_{sol} = 3 bars \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 396.11 m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 844.495 m^2$

Donc la surface totale du radier est $844.495 m^2$

VII.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER**1. DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DU RADIER :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5m \Rightarrow h \geq 25$$

$$\Rightarrow h_1 = 50cm$$

b. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164.19MPa$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K= 4 [kg/cm^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour $K=4$

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h_2 \geq 72.62cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 80cm$$

c. Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ [2]

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$$N_u = 118835,12 \text{ kN}$$

$$L = 5 \text{ m} ; b = 1m$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau} \\ h &\geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 15,63cm \\ \Rightarrow h_3 &\geq 15,63cm \end{aligned}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2 ; h_3) = 80 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 80 \text{ cm}$.**

2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

a. largeur des nervures :

- *Condition de coffrage* :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

On opte pour : $b=50\text{cm}$

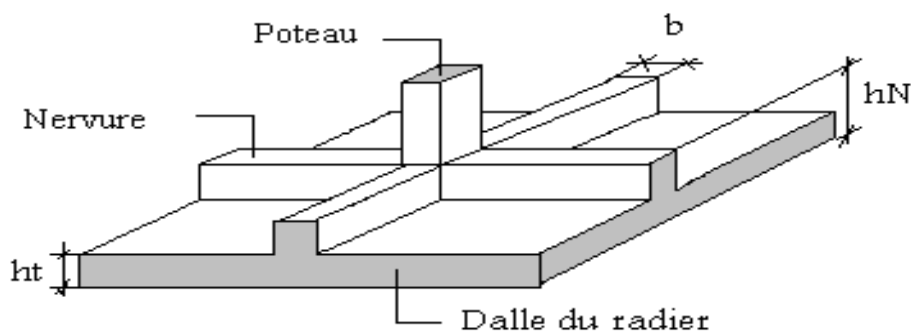


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b. La hauteur des nervures :

- *Condition de non poinçonnement*

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} \quad [2]$$

Avec

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 4254,3\text{kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (60 x 60).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28} \quad \Rightarrow h_1 \geq 71,75\text{cm}$$

- *Condition de la flèche* :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{max} = 5,00 \text{ m}$

$$\Rightarrow 33.3\text{cm} < h_2 < 50\text{cm}$$

On prend : $h_2 = 50\text{cm}$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 80 \text{ cm}$$

On prend : **$h_N = 80 \text{ cm}$.**

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 80\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 80\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$

VII.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité :

$$x_G = 23\text{m}$$

$$y_G = 8.86\text{m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 143813.94 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 21366.99 \text{ m}^4$$

VII.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

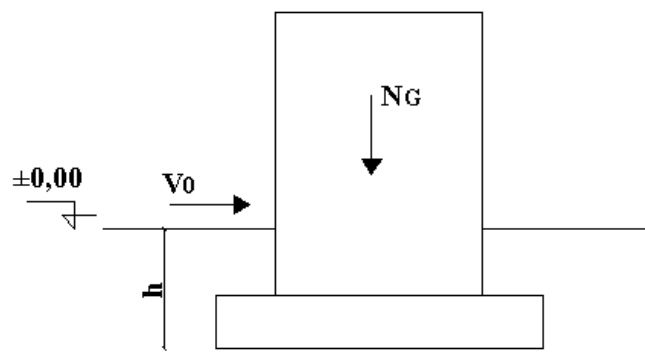


Figure VII.4 : Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$M_0 = 1252.363 \text{ kN.m}$; $V_0 = 9003.93 \text{ kN}$; $h = 12 \text{ m}$

Donc: $M_R = 109299.52 \text{ kNm}$

$$N_G = N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}$$

Avec:

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3} : Poids propre du radier.

On a:

$$N_{G1} = 53229.81 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = 28051.94 \text{ kN}$$

$$N_{G3} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 844.495 \times 0,50 = 10556.18 \text{ kN}$$

Donc: $N = 91837.93 \text{ kN}$

$$M_s = N \cdot x_G = 2112272.39 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 19.32 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 789.853 \text{ kN.m} ; V_0 = 6751.35 \text{ kN} ; h = 12 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 81806.05 \text{ kNm}$$

$$M_s = N y_G = 813684.05 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 9.94 > 1.5, \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.2.3.6. CALCUL ET VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{84354.447}{844.495} = 99.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 91.35 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

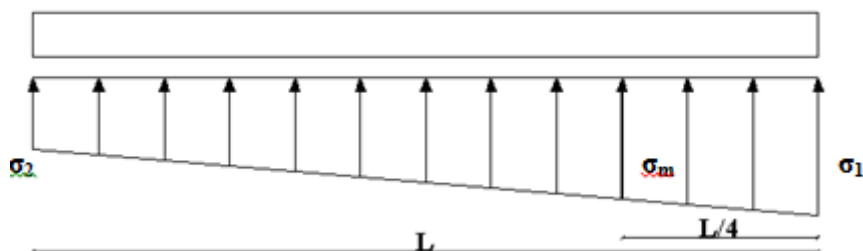


Figure VII.5 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU :

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	175.67	105.75	158.19
Sens y-y	208.43	72.99	174.57
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS :

$$N_{ser} = 84354.447 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	134.84	64.92	122.29
Sens y-y	167.6	32.16	133.74
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VII.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VII.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:**a.1. Détermination des efforts:** ^[2]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$
 $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_x$
 $M_{ty} = 0,75 M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a.2. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 174.57.kN / m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 133.74kN / m$$

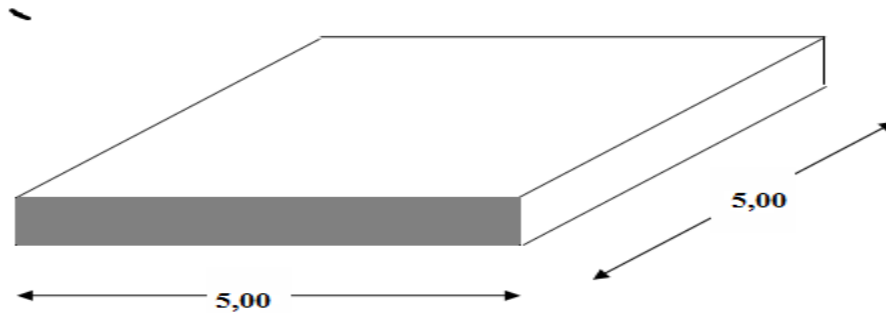


Figure VII.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

CALCUL DES MOMENTS

On prend le panneau le plus sollicité avec :

$$L_x = 5,00m ; L_y = 5,00m$$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Panneaux</i>	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	5.00	5.00	1	0.0368	1	174.57	160.6	120.45	160.6	120.45	80.3

Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELU

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Panneaux</i>	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	5.00	5.00	1	0.0441	1	133.74	147.45	110.58	147.45	110.58	73.72

Tableau VII.6 : Calcul des moments à l'ELS

a.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$
 $d=0,9h=45\text{cm}$

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	120.45	0.041	0.052	44	7.9	8T14	12.30	14
	y-y	120.45	0.041	0.052	44	7.9	8T14	12.30	14
Appui	x-x	80.3	0.027	0.034	44.3	5.4	6T14	9.24	15
	y-y	80.3	0.027	0.034	44.3	5.4	6T14	9.24	15

Tableau VII.7 : Ferrailage des panneaux du radier

Espacement : ^[2]

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Travée :**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.50\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte : $S_t = 12\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.50\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 12\text{cm}$

Appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

a.6. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

1.

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 < 9,24\text{cm}^2 \quad [2]$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS : ^[2]

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	110.58	12.30	11.2	1112840,4	4.8	15	217.8	201.63	Non
	y-y	110.58	12.30	11.2	1112840,4	4.8	15	217.8	201.63	Non
Appuis	x-x y-y	73.72	9.24	10	1095611,3	3.58	15	191.3	201.63	oui

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	7.9	8T16	16.07	12
	y-y	7.9	8T16	16.07	12
Appui	x-x	5.4	6T14	9.24	15
	y-y				

Tableau VII.9 : Redimensionnement des armatures

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	110.58	16.07	13	1137086,2	4.33	15	168.5	201.6	OK
	y-y	110.58	16.07	13	1137086,2	4.33	15	168.5	201.6	OK
Appuis	x-x	73.72	9.24	10	1095611,3	3.58	15	191.3	201.63	Ok
	y-y									

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes

b. Ferraillage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "**BAEL91 modifier 99**" [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,75M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=50cm$; $h=80cm$; $d=72cm$

- **Sens porteur (x-x) :**

$L=5,00m$; $q=174.57 kN/ml$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	409.14	0.111	0.147	67.7	17.4	10T16	20.09
Appuis	272.76	0.074	0.096	69.2	11.3	8T14	12.30

Tableau VII.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :**

$$L=5m ; q=174.57kN/ml$$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	409.14	0.111	0.147	67.7	17.4	10T16	20.09
Appuis	272.76	0.074	0.096	69.2	11.3	8T14	12.30

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3. Vérifications nécessaires :
1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34cm^2 < 12.30cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	313.44	20.09	24	2420296,6	8.15	15	243.8	201.63	non
	y-y	313.44	20.09	24	2420296,6	8.15	15	243.8	201.63	non
Appuis	x-x	208.96	12.30	20	2313931,3	6.5	15	259.6	201.63	non
	y-y	208.96	12.30	20	2313931,3	6.5	15	259.6	201.63	non

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

• **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	20.09	8T20	25.12
	y-y	20.09	8T20	25.12
Appui	x-x	12.3	8T16	16.07
	y-y			

Tableau VII.14 : Redimensionnement des armatures

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	313.44	25.12	26	2485959,2	7.55	15	197.3	201.63	ok
	y-y	313.44	25.12	26	2485959,2	7.55	15	197.3	201.63	ok
Appuis	x-x	208.96	16.07	22	2366139,1	5.88	15	201	201.63	ok
	y-y	208.96	16.07	22	2366139,1	5.88	15	201	201.63	ok

Tableau VII.15 : Vérification des contraintes

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : ^[2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{220.47 \times 5}{2} = 436.42 kN$$

$$\tau_u = \frac{436.42 \cdot 10^3}{500 \times 720} = 1.21 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2.2. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99** ^[2] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 64,8cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,76MPa$$

- **RPA99 version 2003** ^[1] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,28\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 1.19\text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 50\text{cm} ; d = 72\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3.75\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 8T8 = 4,02\text{cm}^2$$

Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3\text{ cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 80\text{ cm} \quad A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_p = 1T20 \quad A_p = 3.14\text{cm}^2$$

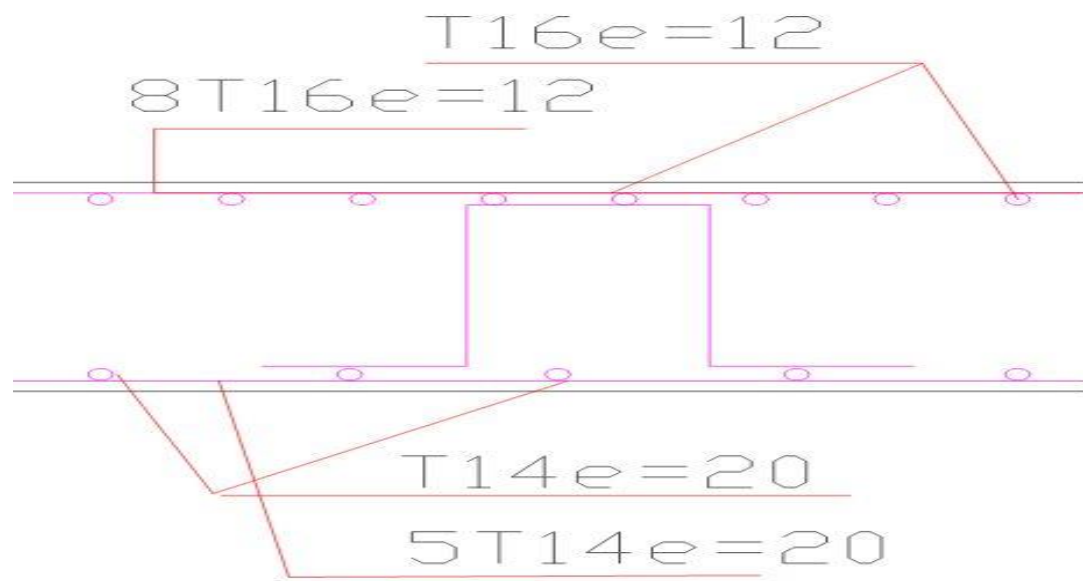
Remarque :

La face supérieure de radier représente les armatures de la travée = T16/e = 12, déposée le long de la coupe + armature de répartition = A/4 déposée perpendiculaire de la coupe.

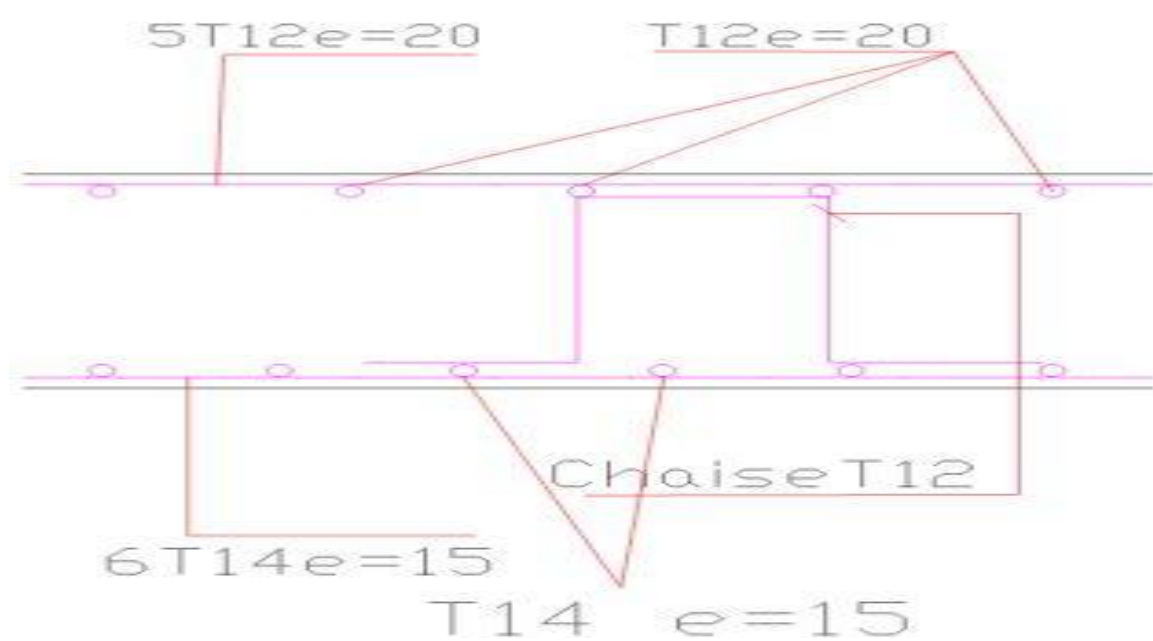
$$A/4 = 4.01\text{ cm}^2 \rightarrow 5T14 = 7,69\text{ cm}^2 \quad e = 20\text{ cm}$$

La face inférieure de radier représente les armatures de l'appui = T14/e = 15, déposée le long de la coupe + armature de répartition = A/4 déposée perpendiculaire de la coupe.

$$A/4 = 2.31\text{cm}^2 \rightarrow 5T12 = 5,65\text{ cm}^2 \quad e = 20\text{ cm}$$



- Travée -



- Appuie -

Figure VII.7 : Ferrailage de la dalle du radier

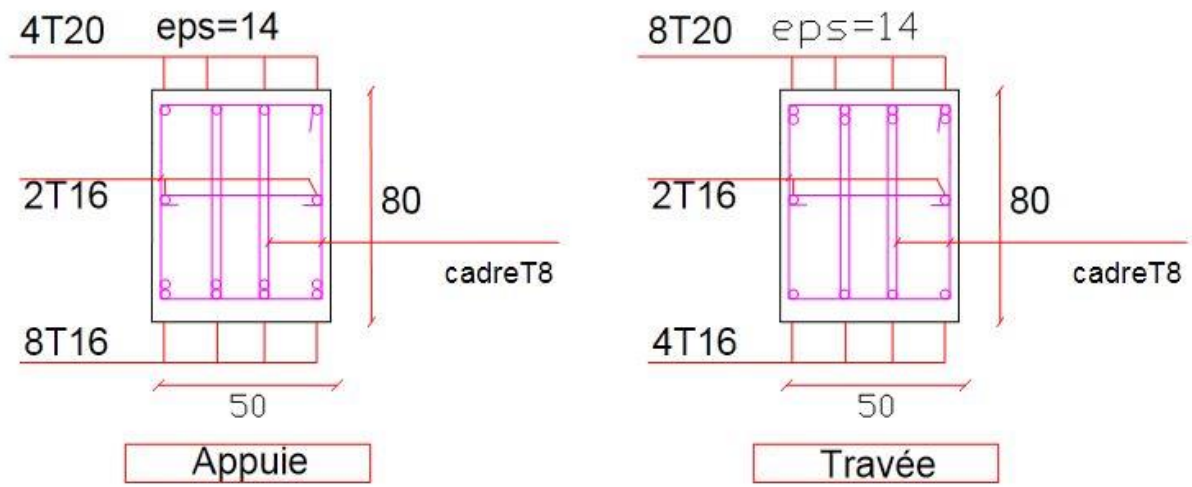


Figure VII.8 : Ferrailage des nervures du sens porteur

VII.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.3.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, l'entre sol et les (sous-sols) et les fondations.

VII.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du "**RPA99 version 2003**" ^[1] qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VII.3.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 2.5\text{m}$; $L_y = 5.00\text{m}$; $e = 20\text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon "**BAEL91 modifier 99**" ^[2], la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 19.70\text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 2.5$).

H_1 : la hauteur a partir de niveau +0.00 jusqu'à les fondations = (-10.56) m

$$\varphi = 28 \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.36$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 74.89 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1.35Q = 101.1 \text{ kN/ml}$

VII.3.4. EFFORT DANS LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.5 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.096 ; \mu_y = 0.25$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 61.04 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.26 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 51.88 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 12.97 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 30.52 \text{ kNm}$$

VII.3.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	51.88	0.11	0	0.14	16.99	8.83	7T16	14.06	15
	y-y	12.97	0.028	0	0.035	17.74	2.1	6T12	6.78	16
Appuis	x-x	30.52	0.066	0	0.085	17.38	5.05	6T14	9.23	16
	y-y									

Tableau VII.16 : Ferrailage du voile périphérique

VII.3.6. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES**VII.3.6.1. Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,5}{5} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 14,06 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.3.6.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 126,37 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 84,25 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 126,37 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{126,37 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,7 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VII.3.6.3. VÉRIFICATION À L'ELS**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,5 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 74.89 kN / ml$$

$$\mu_x = 0,1$$

$$\mu_y = 0,367$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 46.81 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17.18 kNm$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 39.78 kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 14.60 kNm$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 23.40 kNm$$

c. **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	39.78	14.06	7.38	15	180	201.63	OK
	y-y	14.60	6.78	3.5	15	132.2	201.63	OK
Appuis	x-x	23.40	9.23	5.01	15	157.8	201.63	OK
	y-y							

Tableau VII.17 : Vérification des contraintes à l'ELS

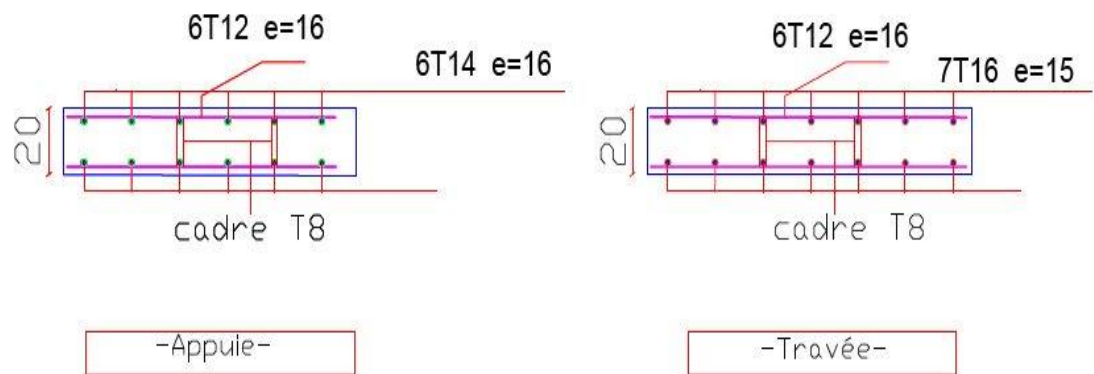


Figure VII.9: Ferrailage du Voile Périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé"

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir Staad pro V8 versions 2007. Grâce au logiciel Staad pro V8 l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Pour le ferraillage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferraillés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.

- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- Le ferraillage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du Staad pro V8 versions 2007) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence. En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Bibliographie

- [1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- [5] : **Victoire Davidovici**. La construction en zone sismique.
- [6] : Règlement de neige et vent 99 [**R.N.V99**].
- [7] : **Henry Thonier** : Conception et calcul des structures de bâtiment ; (tome3).
- [8] : **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en Béton banché.
- [9] : **Victoire Davidovici**. Formulaire du béton armé : volume2 ; construction
- [10] : **Victoire Davidovici**. Formulaire du Béton Armé : Volume 1; "Eléments de Calcul",

➤ **Cours :**

- Béton armé (3^{ème} et 4^{ème} année)
- Dynamique des structures (4^{ème} année)
- Cours de bâtiment (4^{ème} année)
- Résistance des matériaux (1^{ère}, 3^{ème} année)
- Thèses des années précédentes (2016-2017) / (2009-2010)

➤ **Logiciels :**

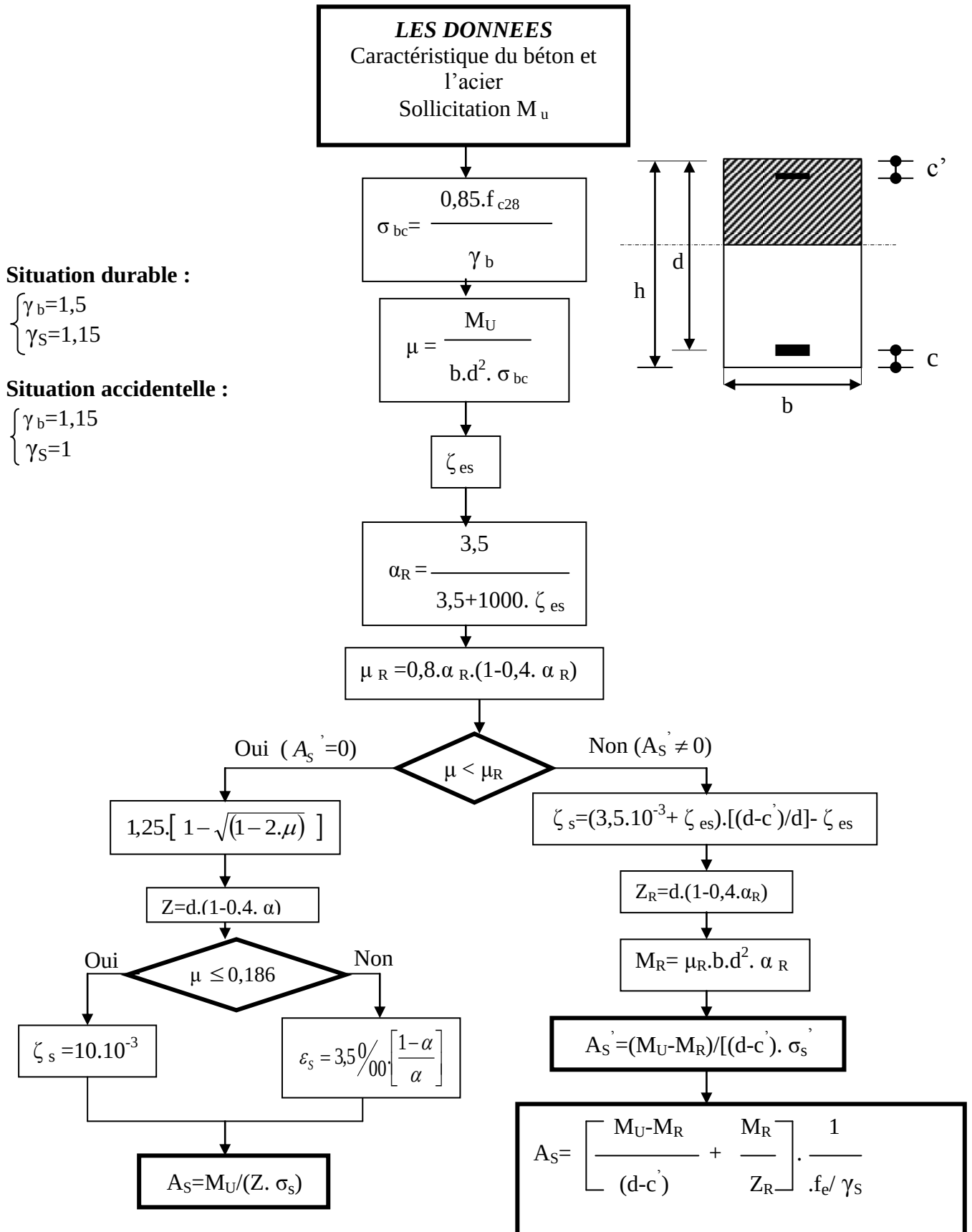
- STAAD PRO V8 version 2007.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2017.....Dessin
- EXCEL 2010.....Calcul.
- WORD 2010.....Traitement du texte.
- SOCOTE (calcul de sections en béton armé)
- AUTODESK Rebot 2011 + Expert 2011)

Annexe

ANNEXE 2: ORGANIGRAMME DE CALCUL

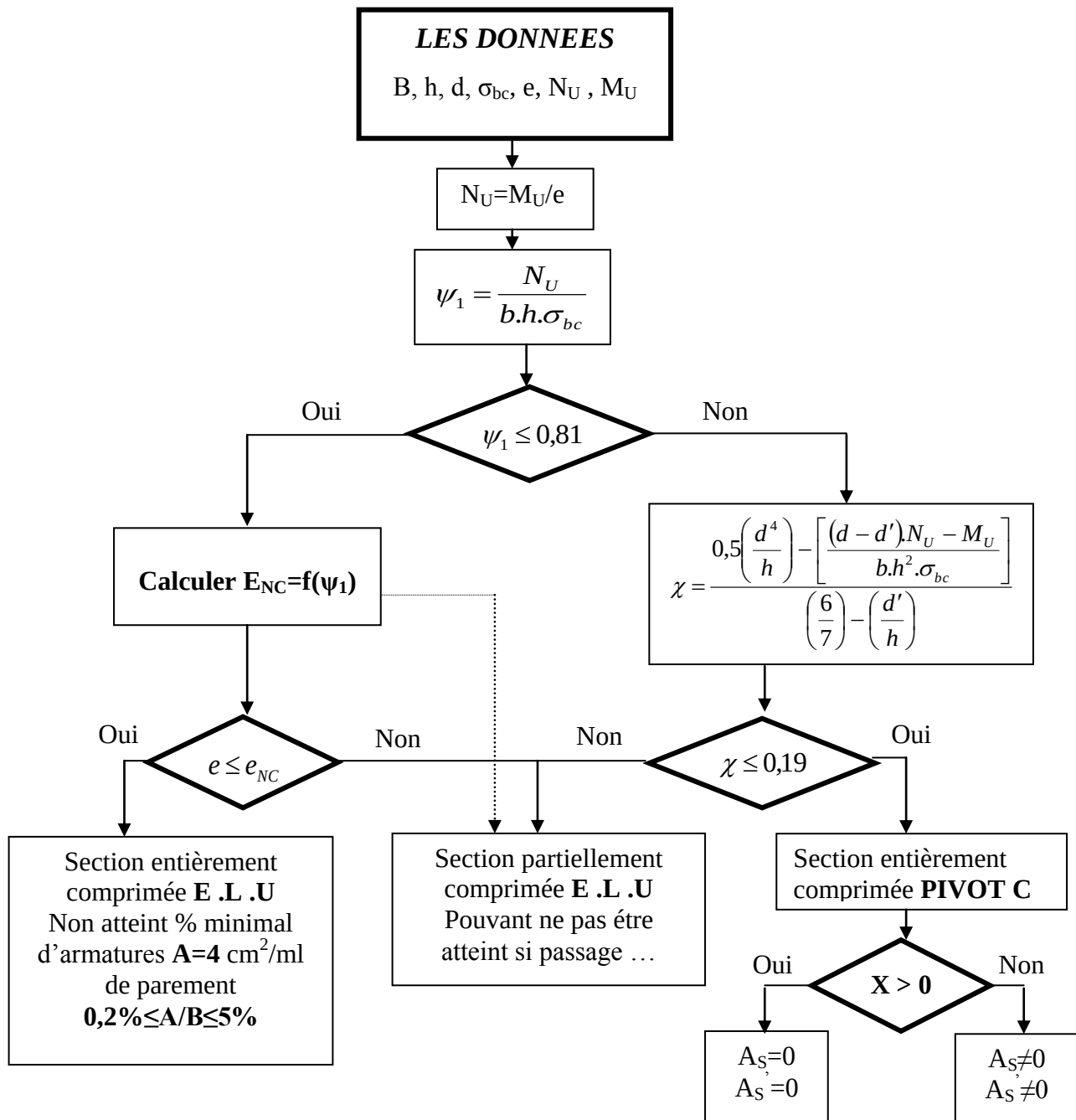
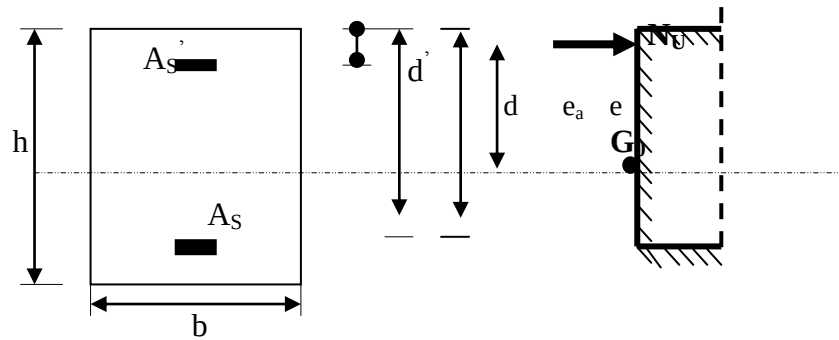
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



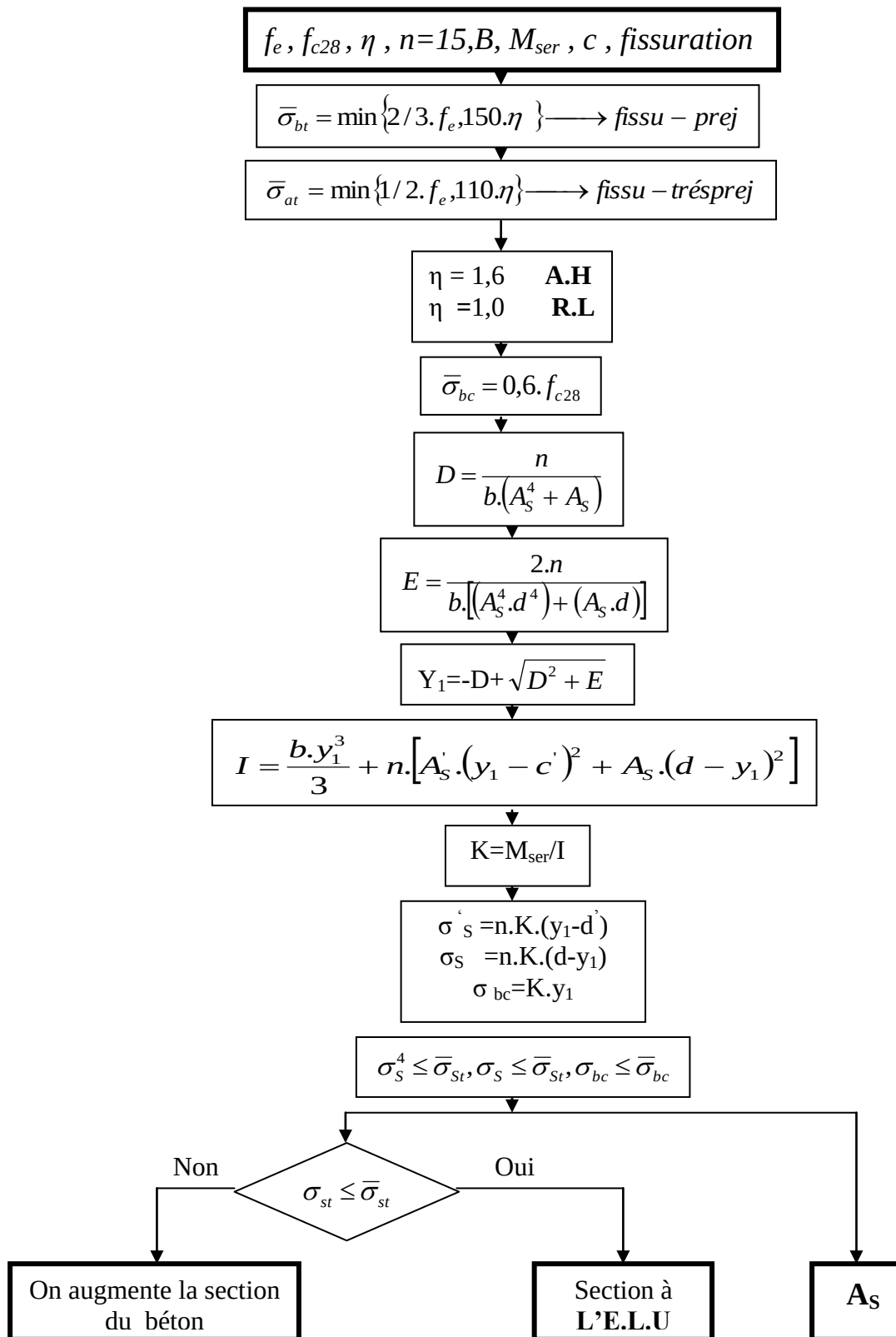
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

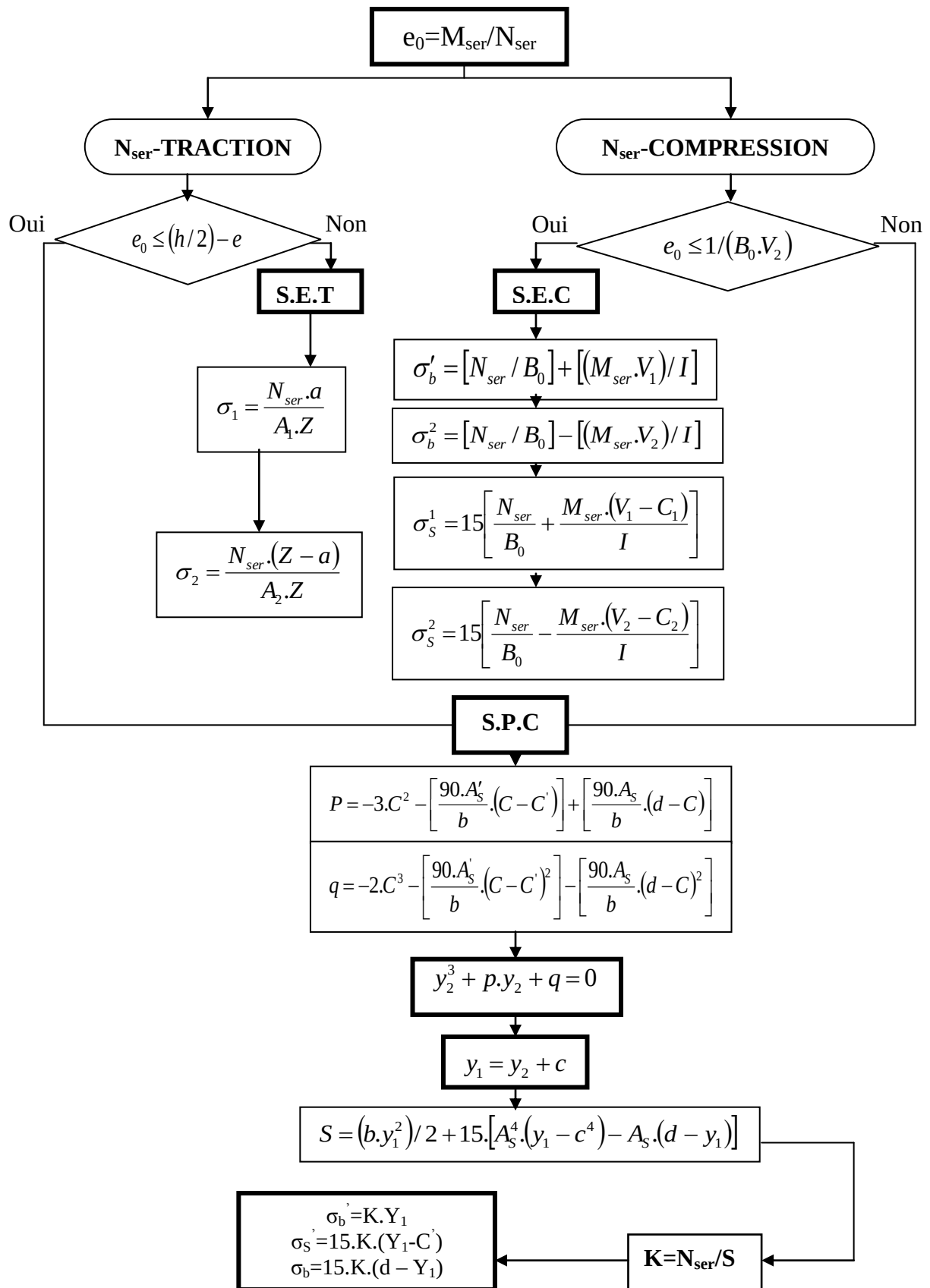


ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

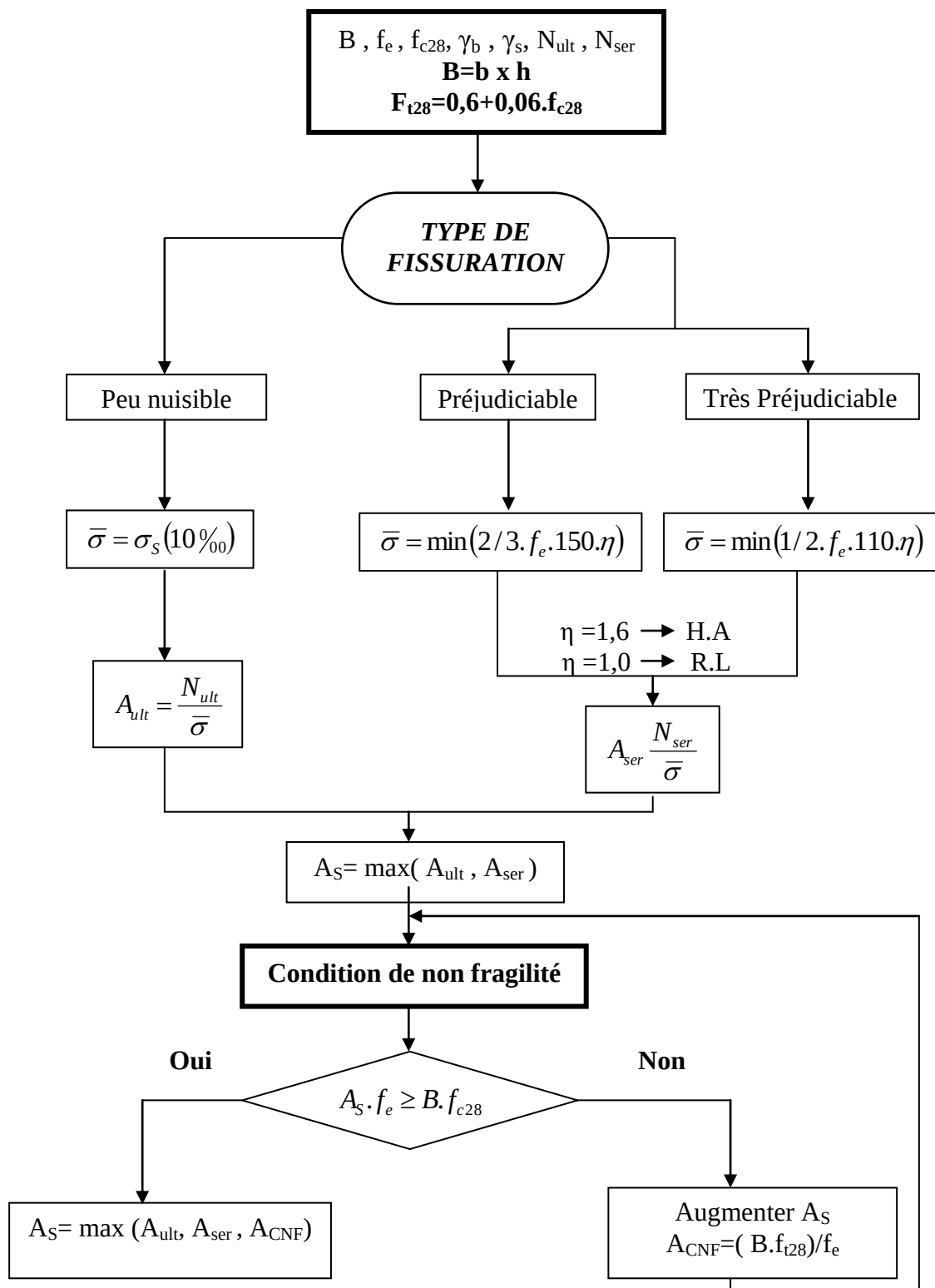


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

