



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE BOUIRA



FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE PREPARER POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION
Structures

THEME

**Etude de l'effet de zone sur le comportement d'un
bâtiment en R+7+S/SOL +NIVEAU TECHNIQUE à
usage multiple contreventé par des voiles .**

Encadré par :

Mme. Ait AHMED Fatiha

Présenté par

- Djema Sara
- Makhzoum Sara

Soutenu le : 12/07/2016

Devant le jury:

Mr. Abd El Hamid Abd El MalekPrésident

Mme. Arabe BahiaExamineur

Mr. Belmihoub Hacene.....Examineur

Mme. Ait Ahmed Fatiha.....Encadreur



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A mes chers frères **Samir, Farid.***

*A mes adorables sœurs **Meriem, Rekia et Zineb.***

A mes grands mères que je les souhaite une longue vie.

*A toute la famille **Djema** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)*

*Et surtout les petites enfants de ma sœur Meriem : **Younes, Yasser et Romaysa***

A tous mes amies

Et a toutes les personnes qui travaillent pour le savoir et qui défend une cause noble

SARA DJEMA





Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A ma grand-mère que Dieu la préserve santé et longue vie.

A la mémoire de mon grand-père qui a été toujours dans mon esprit et dans mon cœur, que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.

A mon petit frère :Youcef.

A mes oncles, mes tantes et mes cousins et cousines.

A toute ma famille.

A mon binôme Sara Djema.

A tous mes amies.

Et a toutes les personnes qui travaillent pour le savoir et qui défend une cause noble

SARA MAKHBOUM



REMERCIEMENTS

Avant tous, nous rendons nos profondes gratitude à notre dieu clément et miséricorde dieux pour tous ses bienfaits.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur **Mme. Ait Ahmed**, pour sa disponibilité, son aide efficace, son orientation et ses conseils précieux. Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de l'université d'Akli Mohand Oulhadj de Bouira, et spécialement ceux du département de génie civil, pour les efforts qu'ils ont déployés durant notre formation.

Nous tenons aussi à remercier doublement le président et les membres de jury, premièrement d'avoir accepté de juger avec volonté notre travail et deuxièmement pour avoir contribué à notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

DJEMA SARA

MAKHZOUM SARA

ملخص

هذا المشروع عبارة دراسة مقارنة حول سلوك هيكل من الخرسانة المسلحة في المناطق الزلزالية المختلفة (IIa و III)، التي أجريت على مبنى ذات سبع طوابق+طابق ارضي + سرداب متعدد الاستخدامات (مركز صحي +سكن+ طابق خدماتي وتجاري) الواقعة في ولاية البويرة. وتصنف هذه المنطقة في منطقة زلزالية (IIA) حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري.

قياس و تسليح العناصر الأساسية و الثانوية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003 (RPA99/version2003) و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 و مقياس BAEL 91). الدراسة الديناميكية للبناءة تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج ETABS. كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة الفرق في الاختلاف الحلقي الزلزالي.

RESUME

Ce projet de fin d'étude est une étude comparative sur le comportement d'une structure en béton armé dans les différentes zones sismique (zone IIa et zone III), réaliser sur un immeuble en R+7 +S/Sol à usage multiple (centre de procréation médicalement assistée + habitation+ commerces +services) implanté dans la wilaya de **Bouira**. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA-99 /version 2003.

Le prédimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été fait conformément au BAEL 91, CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS.

ABSTRACT

This final year project is a technical study that deals with the behavior of a reinforced concrete building in different seismic area (IIa and III). This building is composed of seven floors + basement + technical level located in Bouira which is considered as an average seismic area (IIa).

The preliminary design of the holders and secondary elements was done in accordance with the BAEL 91, CBA93 and RPA99 / version2003. The dynamic analysis of the structure was carried out by the calculation software ETABS by finite element.

Sommaire

Introduction	1
--------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction:.....	3
I.2. Implantation de l'ouvrage :	3
I.3. présentations de l'ouvrage :.....	3
I.4. Les éléments de l'ouvrage	4
I.5. caractéristiques géotechniques de sol :.....	6
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :.....	6
I.7. Etats limites :.....	12
I.8. La réglementation utilisée :	13

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges.

II.1. Introduction	16
II.2. Pré- dimensionnement des éléments secondaires	16
II.2.1. Les planchers	16
II.2.2. L'acrotère	17
II.2.3. Les balcons.....	18
II.2.3. Les escaliers	18
II.3 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux	20
II.3.1. Les poutres:.....	20
II.3.2. Les poteaux	22
II.4.1. Les voiles:.....	32

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction:.....	35
III.2. Etude de la salle des machines :	35
III.3. Calcul du plancher.....	47
III.4. ETUDE DE L'ACROTERE.....	66
III.5. Les escaliers	74

Chapitre IV: Etude dynamique.

IV.1. Introduction	98
IV.2. Modélisation :	98
IV.3. La modélisation de la structure	100
IV.4. Choix de la disposition des voiles.....	103
IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure.....	104
IV.6. Caractéristique dynamique de la variante	104

IV.7. Calcul de la période fondamentale.....	105
IV.8. L'étude sismique	107
IV.8.1. Dans la zone IIa	107
IV.8.1.1. Présentation des différentes méthodes de calcul	107
IV.8.1.2. Application la méthode dynamique modale spectrale.....	109
IV.8.1.3. Méthode statique équivalente.....	114
IV.8.1.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	116
IV.8.1.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	118
IV.8.1.6. vérification de l'effort normal réduit	119
IV.8.1.7. vérification de l'effet P- Δ	119
IV.8.1.8. Vérification de non renversement	120
IV.8.2. Dans la zone III	122
IV.8.2.1. Présentation des différentes méthodes de calcul	122
IV.8.2.2. Application la méthode dynamique modale spectrale.....	124
IV.8.2.3. Méthode statique équivalente.....	128
IV.8.2.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	131
IV.8.2.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	133
IV.8.2.6. vérification de l'effort normal réduit	134
IV.8.2.7. vérification de l'effet P- Δ	134
IV.8.2.8. Vérification de non renversement :	135
IV.9. Conclusion	137

Chapitre V: Calcul des éléments principaux.

V.1. Introduction	139
V.2. Ferrailage des poteaux.....	139
V.3. Ferrailage des poutres.....	151
V.4. Ferrailage des voiles.....	164

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction.....	197
VI.2. Etude de sol.....	197
VI.3. Choix du type de fondation.....	197
VI.4. Etude du radier général	198
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier.....	198
VI.4.2. Ferrailage du radier	205
VI.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	210
VI.3.1. INTRODUCTION.....	210
VI.3.2. DIMENSIONNEMENT.....	210
VI.3.3. Ferrailage	211

VI.3.4. VERIFICATIONS NECESSAIRES	213
Conclusion.....	214
Bibliographie	
ANNEXE I : Rapport de sol	
ANNEXE II : Plan d'architecture	
ANNEXE III : Plan de génie civil.	

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Dimensions en plan.....	4
Figure I.2 : Diagramme parabole rectangle.....	8
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	9
Figure I.4 : Diagramme déformation- contrainte.....	11

Chapitre II :

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 : L'acrotère.....	17
Figure II.3 : Les escaliers.....	18
Figure II.4 : Vue en plan de l'escalier balancé.....	19
Figure II.5 : Vue en plan de l'escalier.....	19
Figure II.6 : Vue en plan de l'escalier droit.....	20
Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.	23
Figure II.8 : Plancher terrasse accessible.	24
Figure II.9 : Plancher étage courants (corps creux).	24
Figure II.10 : Poteau central.	28
Figure II.11 : Poteau de rive.	29
Figure II.12 : Poteau d'angle.	30
Figure II.13 : Coupe de voile en plan.....	32
Figure II.14 : Coupe de voile en élévation.....	33

Chapitre III :

Figure III.1 : Schéma d'ascenseur.	35
Figure III.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.	35
Figure III.3 : Diagrammes des moments à L'ELU.....	39
Figure III.4 : Diagrammes des moments à L'ELS.	40
Figure III.5 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens x-x.	46
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens y-y.	46
Figure III.7 : Schéma d'un plancher en corps creux.	47
Figure III.8 : Les caractéristiques géométriques d'une poutrelle.	49
Figure III.9: La nervure.	50

Figure III.10: Schémas statiques du 1 ^{er} type.....	54
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.	55
Figure III.12 : Diagramme des moments à L 'ELU.	55
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	56
Figure III.14 : Diagramme des moments à L 'ELS.	56
Figure III.15: Schémas statiques du 2 ^{ème} type.	56
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.	57
Figure III.17: Diagramme des moments à L'ELU.	57
Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	58
Figure III.19 : Diagramme des moments à L 'ELS.	58
Figure III.20 : dimension de la poutrelle.	59
Figure III.21 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	59
Figure III.22 : Ferrailage du plancher.	65
Figure III.23 : Schéma statique de l'acrotère.	66
Figure III.24: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	73
Figure III.25: Schémas statiques de la 1 ^{ère} volée du 1 ^{er} type d'escalier.	74
Figure III.26 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.	75
Figure III.27: Schémas statiques de la 2 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.	79
Figure III.28 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.	80
Figure III.29: Schémas statiques de la 3 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.	82
Figure III.30 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.....	82
Figure III.31: Schémas statiques du 2 ^{ème} type d'escalier.	84
Figure III.32: diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.	85
Figure III.33: Schémas statiques du 3 ^{ème} type d'escalier.	86
Figure III.34 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.	86
Figure III.35: schéma statique de la poutre palière.	89
Figure III.36: Diagramme des moments et des efforts tranchants.	91
Chapitre IV :	102
Figure IV.1 : la vue en 3D.....	
Figure IV.2 : vue en plan.....	102
Figure IV.3 : La disposition des voiles.	103
Figure IV.4 : 1 ^{ER} mode de vibration induit par la disposition des voiles.	105

Figure IV.5 : 2 ^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.	106
Figure IV.6 : 3 ^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.	106
Figure IV.7: Diagramme de spectre de calcul de la zone IIa.	111
Figure IV.8 : Facture d'amplification dynamique.	115
Figure IV.9 : Diagramme de spectre de calcul de la zone III.	126

Chapitre V :

Figure V.1 : Sollicitations des poteaux.	139
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux.	150
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres.	163
Figure V.4 : Sollicitations des voiles.	164
Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	165
Figure V.6 : Schéma de la disposition et la nomenclature des voile.....	172
Figure VI.1: Diagramme des contraintes.....	202
Figure VI.2: Le panneau le plus sollicité.....	206
Figure VI.3 : Schéma statique du débord.	208
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	209
Figure VI.5: Dimensions du voile périphérique.	210
Figure VI.6 : Schéma statique du voile périphérique.	211
Figure VI.7 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique.....	211
Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	213

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I-1 : Coefficient d'application.....	9
---	---

Chapitre II :

Tableau II.1 : Escaliers orientés à deux volées.....	19
Tableau II.2 : Escaliers orientés à deux volées.....	20
Tableau II.3 : Escaliers droit.....	20
Tableau II.4 : Récapitulatif des sections des poutres.....	21
Tableau II.5 : Vérifications du dimensionnement des poutres.....	21
Tableau II.6 : Plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.7 : Plancher terrasse accessible.....	24
Tableau II.8 : Plancher étage courants.....	25
Tableau II.9 : Plancher au niveau des balcons.....	25
Tableau II.10 : mur extérieur.....	25
Tableau II.11 : mur intérieur.....	26
Tableau II.12 : palier.....	26
Tableau II.13 : volée.....	26
Tableau II.14 : Dégression des charges d'exploitation.....	27
Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.....	28
Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.....	29
Tableau II.14 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angles.....	30
Tableau II.15 : Vérification des poteaux aux exigences du RPA.	31
Tableau II.16 : Vérification au flambement.....	31

Chapitre III :

Tableau III.1 : Récapitulatif des moments calculés à l'ELU.....	38
Tableau III.2 : Récapitulatif des moments calculés à l'ELS.....	39
Tableau III.3 : Récapitulatif de ferrailage dans le sens X-X.....	41
Tableau III.4 : Récapitulatif de ferrailage dans le sens Y-Y.....	43
Tableau III.5 : Combinaison d'action.....	51
Tableau III.6 : Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU.....	58
Tableau III.7 : Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELS.....	58

Tableau III.8: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau III.9: Combinaison accidentelle.....	67
Tableau III.10: les efforts internes de la 1 ^{ère} volée du 1 ^{er} type d'escalier.....	74
Tableau III.11: les efforts internes de la 2 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.....	79
Tableau III.12: Ferrailage de la 2 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.....	80
Tableau III.13: les efforts internes de la 3 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.....	82
Tableau III.14: Ferrailage de la 3 ^{ème} volée du 1 ^{er} type d'escalier.....	83
Tableau III.15: les efforts internes du 2 ^{ème} escalier.....	84
Tableau III.16: Ferrailage du 2 ^{ème} type d'escalier.....	85
Tableau III.17: les efforts internes du 3 ^{ème} type d'escalier.....	87
Tableau III.18: Ferrailage du 3 ^{ème} type d'escalier.....	88

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Excentricité théorique.....	104
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale.....	104
Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q	110
Tableau IV.4: Comportement de système de contreventement.....	110
Tableau IV.5: Comportement du système de contreventement	110
Tableau IV.6: L'effort tranchant (Sens longitudinal.....	111
Tableau IV.7 : L'effort tranchant (Sens transversal).....	112
Tableau IV.8 : Combinaisons des réponses modales.....	113
Tableau IV.9 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.....	115
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	116
Tableau VI.11 : Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal..	117
Tableau IV.12: Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal....	117
Tableau IV. 13: Vérification des déplacements inter-étage.....	118
Tableau IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit.....	119
Tableau IV.15: vérification de l'effet P- Δ	120
Tableau IV.16 : Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.....	121
Tableau IV.17 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.....	121
Tableau IV.18 : Vérification d'équilibre d'ensemble.....	122
Tableau IV.19: valeurs des pénalités P_q	125

Tableau IV.20: Comportement de système de contreventement sous charge verticales.....	125
Tableau IV.21: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales.....	125
Tableau IV.22: L'effort tranchant (Sens longitudinal).....	126
Tableau IV.23 : L'effort tranchant (Sens transversal).....	127
Tableau IV.24: Combinaisons des réponses modales.....	128
Tableau IV.25 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.....	130
Tableau IV.26: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	130
Tableau VI. 27: Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal..	132
Tableau IV.28: Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal....	132
Tableau IV.29 : Vérification des déplacements inter-étage.....	133
Tableau IV.30 : Vérification de l'effort normal réduit.....	134
Tableau IV.31: vérification de l'effet P- Δ	135
Tableau IV. 32: Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.....	136
Tableau IV.33 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.	136
Tableau IV.34 : Vérification d'équilibre d'ensemble.....	137

Chapitre V :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	139
Tableau V.2: Ferrailage maximale et minimale.....	141
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.....	143
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (0.8G \pm E)	144
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (GQ \pm E).....	144
Tableau V.6 : choix des armatures.....	145
Tableau V.7: Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).....	147
Tableau V.8 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	147
Tableau V.9 : Vérification des contraintes.....	148
Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime.....	150
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales.....	155
Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires.....	156
Tableau V.13 : Vérification du cisaillement du béton.....	158
Tableau V.1 4: Vérification de la section d'armatures inférieures.....	158
Tableau V.15 : Vérification de la section d'armatures.....	159

Tableau V.1 6: Vérification des poutres principales à l'ELS.....	160
Tableau V.17 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	161
Tableau V.18 : Vérification de l'adhérence.....	162
Tableau V.19 : vérification de la flèche.....	162
Tableau V.20 : Sollicitations et contraintes du voile V1.....	173
Tableau V.21: Sollicitations et contraintes du voile V2.....	173
Tableau V.22 : Sollicitations et contraintes des voiles (V3/V15/V12).....	174
Tableau V.23 : Sollicitations et contraintes du voile V4.....	174
Tableau V.24 : Sollicitations et contraintes des voiles (V5/V10).....	175
Tableau V.25 : Sollicitations et contraintes des voiles (V6/V13/V16).....	175
Tableau V.26 : Sollicitations et contraintes de voile V7.....	176
Tableau V.27 : Sollicitations et contraintes des voiles (V1/V11).....	176
Tableau V.28 : Sollicitations et contraintes du voile V9.....	177
Tableau V.29 : Sollicitations et contraintes du voile V14.....	177
Tableau V.30 : Sollicitations et contraintes du voile V17.....	178
Tableau V.20 : Sollicitations et contraintes du voile V1.....	178
Tableau V.31 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V1.....	179
Tableau V.32 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V2.....	180
Tableau V.33 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V3/V15/V12).....	181
Tableau V.34 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V4.....	182
Tableau V.35 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V5/V10).....	183
Tableau V.36 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V6/V13/V16).....	184
Tableau V.37 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V7.....	185
Tableau V.38 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V8/V11).....	186
Tableau V.39 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V9.....	187
Tableau V.40: Ferrailage vertical et horizontal du voile V14.....	188
Tableau V.41: Ferrailage vertical et horizontal du voile V17.....	189
Tableau V.42: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V1.....	190
Tableau V.43: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V2.....	190
Tableau V.44: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V3/V15/V12).	191
Tableau V.45: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V4.....	191
Tableau V.46: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V5/V10).....	192

Tableau V.47: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V6/V13/V16).	192
Tableau V.48: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V7.....	193
Tableau V.49: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V8/V11).....	193
Tableau V.50: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V9.....	194
Tableau V.51 : Vérification des contraintes de cisaillement du voile V14.....	194
Tableau V.52 : Vérification des contraintes cisaillement du voile V17.....	195

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement.....	203
Tableau VI.2: Vérification de renversement.....	204
Tableau VI.3 : Vérification de soulèvement.....	205
Tableau VI.4 : Les moments à L'ELU.....	206
Tableau VI.5 : Les moments à L'ELS.....	207
Tableau VI.6: Calcul des armatures à L'ELU.....	207
Tableau VI.7 : Ferrailage de débord du radier.....	208
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	209
Tableau VI.9 : Les moments à L'ELS.....	212
Tableau VI.10 : Ferrailage du mur de soutènement.....	213

Liste des symboles

- 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.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- 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.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{ff} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.

- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u/V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- V : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- S_c : Tassement œnométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction

La construction parasismique est souvent considérée comme le domaine d'ingénieur. En effet, c'est lui qui applique les règles de calcul parasismique et fait des études sur le comportement des matériaux et des constructions en régime dynamique.

D'une manière générale, les constructions comportent deux catégories d'éléments

- élément porteur : qui reprend les charges verticales.
- élément de contreventement : qui repris les charges horizontal.

En Algérie, le tremblement de terre du 21 mai 2003 de Boumerdès, a apporté un regain d'intérêt pour la construction parasismique, notamment la révision du règlement parasismique algérien 99 et le changement de système de construction par des systèmes plus fiables qui s'adaptent à ce genre de phénomène dans les zones sismiques, comme exemple la construction en voiles.

Dans notre projet d'étude d'un immeuble en R+7+sous-sol+niveau technique contreventé par des voiles , on a cherché à connaître le comportement d'une constructions qu'inflige la même dispositions des voiles dans les deux zones sismiques IIa et III à l'aide du logiciel de calcul ETABS V9.7, cette dernière est l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre IV , ainsi que les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacement.

Après avoir adopté le meilleur model de disposition des voiles et que toutes les vérifications soient satisfaites, on a procédé au ferrailage des éléments porteurs dans le chapitre V et VI.

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié version 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objectif de notre étude est un immeuble à usage multiple, implanté à BOUIRA, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.3. présentations de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a été confié est un immeuble (RDC+7+sous-sol+niveau technique) en béton armé composée de :

- Un sous-sol destiné au stockage.
- un rez-de-chaussée commercial.
- Un premier et deuxième étage à usage administratifs.
- Un troisième et quatrième étage à usage de centre de procréation médicalement assistée (clinique).
- Trois derniers étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau : F3, F4.
- Un niveau technique situé au niveau de la terrasse.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation d'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale (y compris l'acrotère) $H=32,62\text{m}$
- Hauteur du sous-sol: $3,06\text{m}$

- Hauteur du R.D.C : 4,08m
- Hauteur d'étage courant : 3,06m

I.3.2. Dimensions en plan

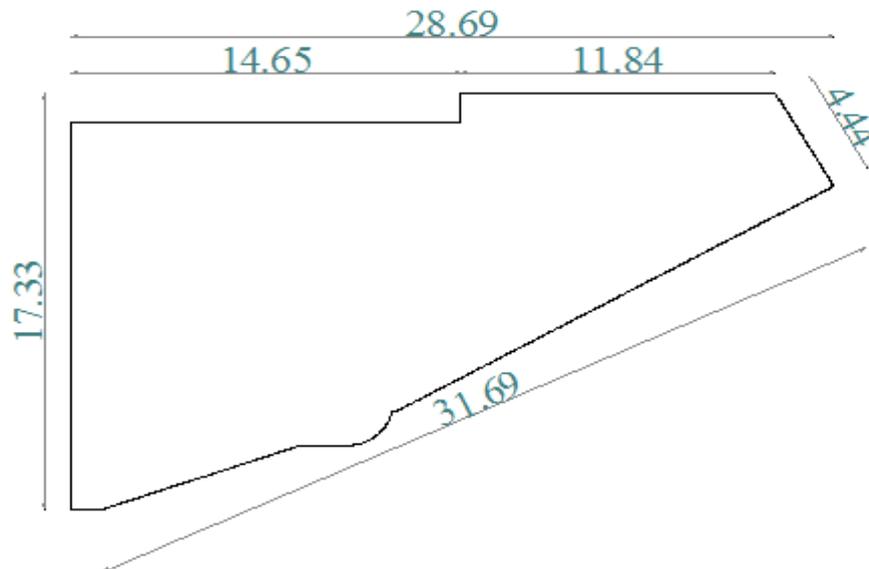


Figure I.1 : dimensions en plan

I.4. Les éléments de l'ouvrage

I.4.1. L'ossature

Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir l'immeuble par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité.

I.4.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

I.4.3. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre immeuble est muni de trois types

d'escaliers :

- Escalier balancé utilisé pour l'accès d'un niveau à un autre, et un autre pour l'accès du 1^{er} étage au 4^{ème} étage.
- Escalier droit de secours au RDC constitué de deux paliers intermédiaires qui permet l'accès jusqu'au 2^{ème} étage.
- Escalier droit avec un seul palier intermédiaire qui permet l'accès du RDC au 1^{er} étage.

I.4.4. Balcons

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I.4.5. Terrasses

Notre bâtiment est muni d'une terrasses accessible.

I.4.6. La cage d'ascenseur

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I.4.7. Le remplissage (maçonnerie)

La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

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

I.4.8. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 1m de hauteur.

I.4.9. Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4.10. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.11. Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5. caractéristiques géotechniques de sol

Dans notre cas on considère que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ MPa}$.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.6.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.6.3. Résistance mécanique

a) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

- $j \leq 60$ jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}. \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}. \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- $j \geq 60$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définit par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Leftrightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

I.6.4. Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

- **Définition des états limites**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

- **Etat limite de service(ELS)**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.6.5. Déformation et contrainte de calcul

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80)

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3,5‰)

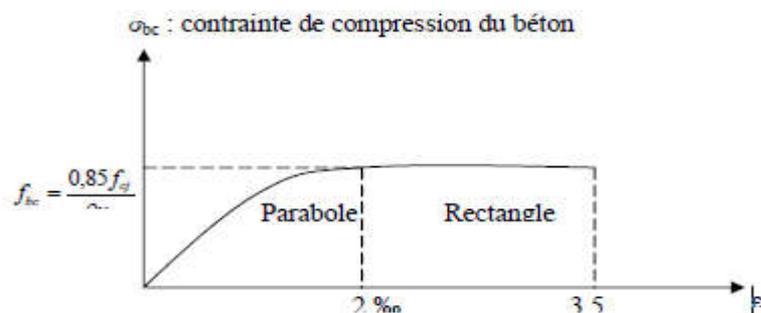


Figure I.2 : Diagramme parabole rectangle

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Tableau I-1 : Coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	>24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99.p81)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

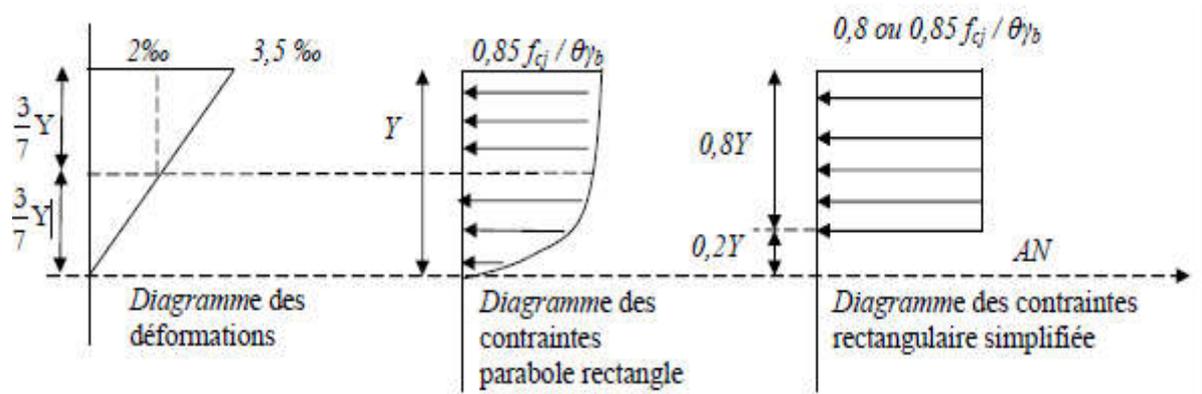


Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié

**Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.6.6. Contrainte admissible de cisaillement

$\bar{\tau}_u = 3.33$ [MPa] Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

I.6.7. Module de déformation longitudinal du béton

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

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

Avec E_{ij} et f_{cj} en MPa

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

-Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

a) Module de déformation transversale

- **Coefficient de poisson**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- $\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)
- $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

b) Les aciers

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\ 000$ MPa

I.6.8. Diagramme déformation contrainte de calcul

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaison accidentelles.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

✓ **Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78)**

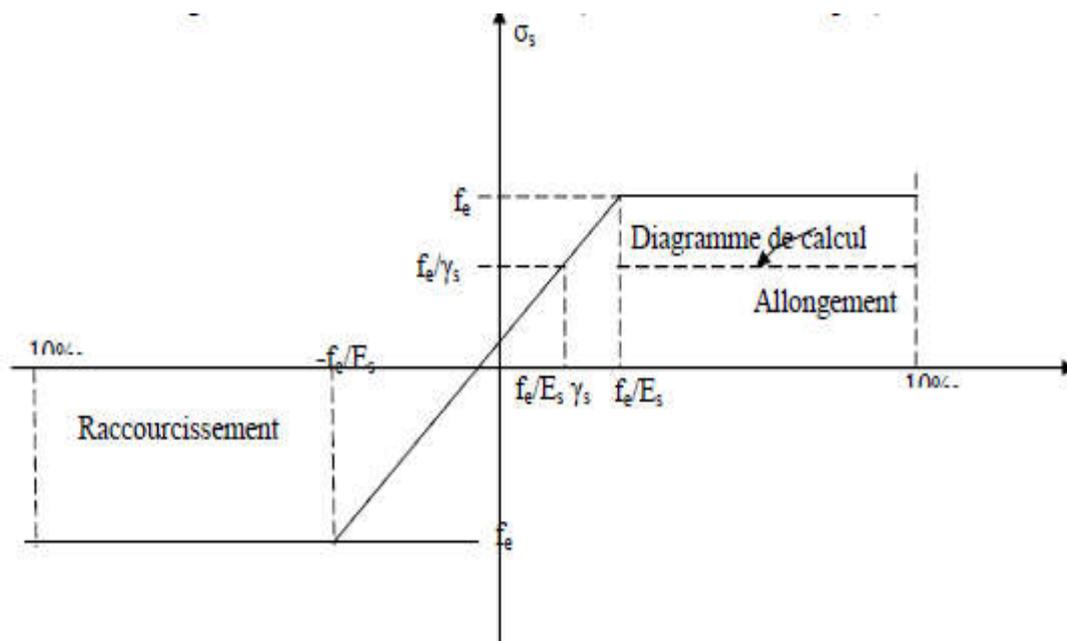


Figure I.4 : Diagramme déformation- contrainte

I.6.9. Contrainte limite de traction des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e \text{ dans notre cas } \overline{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \end{array} \right.$$

$$\text{Dans notre cas } \overline{\sigma}_{s \text{ acier HA}} = 201,63 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{s \text{ rondes lisses}} = 156,66 \text{ MPa}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour rondes lisses.} \\ \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.} \end{array} \right.$$

- **Poids volumique**

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.7. Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- Etats limite de service

I.7.1. E. L. U. R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.7.2. Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

I.7.4. E. L. S

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.7.5. Hypothèse de calcul

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$$

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites**
 - **Etat limite ultime**

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

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

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G+E \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{cases}$$

I.8. La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).
- CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

Chapitre II:

Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003, CBA 93, BAEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1.1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Les charges d'exploitation (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer.

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Pré- dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

- Plancher à corps creux

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_p \geq \frac{L}{22.5} \quad L = \min(L_{x_{\max}}, L_{y_{\max}})$$

L : distance maximale entre axe d'appui

$$L_{\max} = 4,36\text{m} \quad h_p \geq \frac{436}{22,5} = 19,37 \text{ cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Donc on prend : $e = (16+4) \text{ cm}$
 Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{cm la dalle de compression} \end{array} \right.$

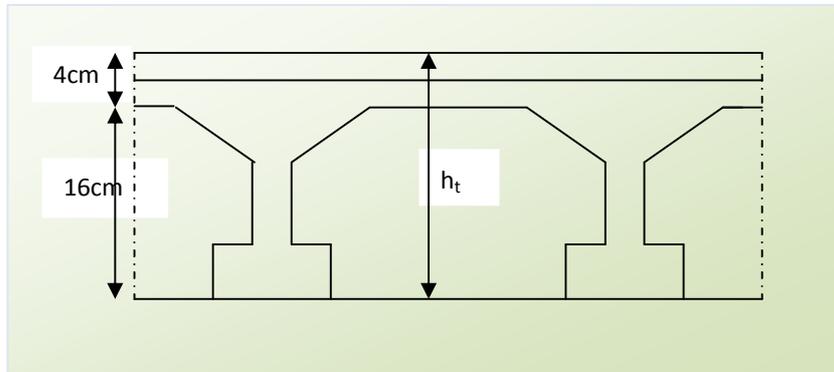


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure II.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000N/ml

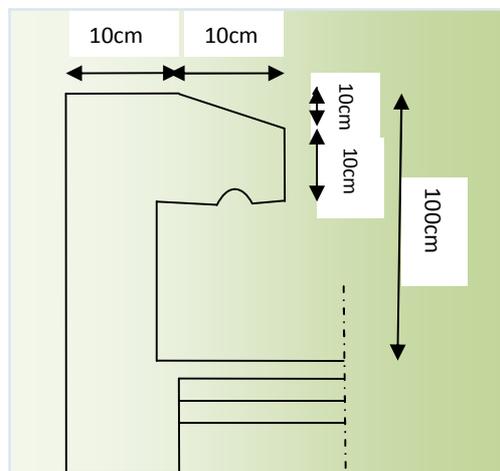


Figure II.2 : L'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : La surface transversale totale de l'acrotère ;

ρ : Le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$.

La surface de l'acrotère:

$$S = (0,1 \times 1) + (0,1 \times 0,1) / (2) + (0,1 \times 0,1) = 0,115 \text{ m}^2$$

$$G = 0,115 \times 25 = 2,87 \text{ KN/ml}$$

II.2.3. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur du balcon.}$$

- Dans notre cas, on a trois types de balcons de largeur différente :

$$\left\{ \begin{array}{l} L=1,38\text{m} \Rightarrow e \geq 1,38/10 \Rightarrow e \geq 0,138 \text{ m} \\ L = 1,35\text{m} \Rightarrow e \geq 1,35/10 \Rightarrow e \geq 0,135 \text{ m} \\ L = 1,30\text{m} \Rightarrow e \geq 1,30/10 \Rightarrow e \geq 0,130 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.3. Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

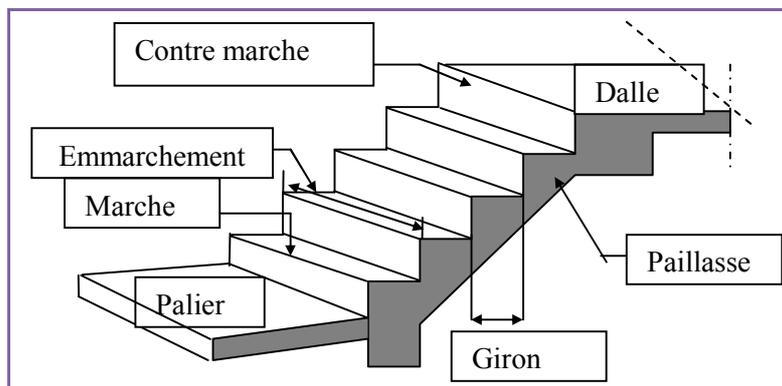


Figure II.3 : Les escaliers

- Caractéristiques techniques : un escalier est caractérisé par :
 - g : largeur de la marche (Giron) ;
 - e_p : épaisseur de la paillasse ;
 - h : hauteur de la contre marche ;
 - L : largeur de la volée ;
 - n : nombre de marches.
- Le pré-dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre-marches (h) on utilise la formule de BLONDAL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm} \\ 16.5 \leq h \leq 17.5 \end{array} \right.$$

- Le nombre des marches n : $n = H/h$; avec H : hauteur d'étage.
- Hauteur de la paillasse : $h' = h \times n$
- La longueur projetée de la paillasse : $l = g \times (n-1)$
- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = h'/l$
- La largeur de la paillasse : $l_p = h' / \sin \alpha$
- L'épaisseur de la paillasse : $l_p/30 \leq e \leq l_p/20$

- Type 01: Escalier balancé

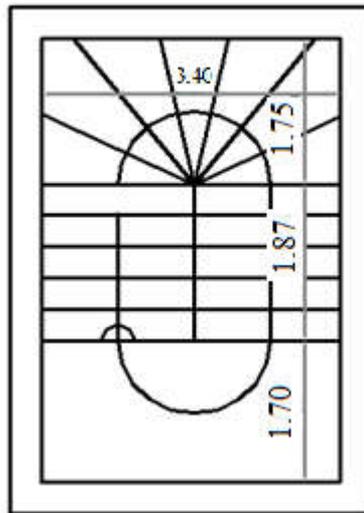


Figure II.4 : Vue en plan de l'escalier balancé

Tableau II.1 : Escaliers orientés à deux volées.

h (cm)	g (cm)	n	h'(cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$l_p(\text{cm})$
17	30	5	85	120	35.37	150
17	30	4	68	90	37.07	113

- Type 02: Escalier droit constitué de deux paliers intermédiaires

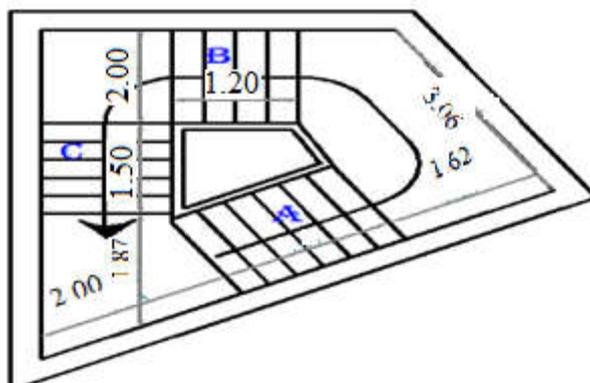
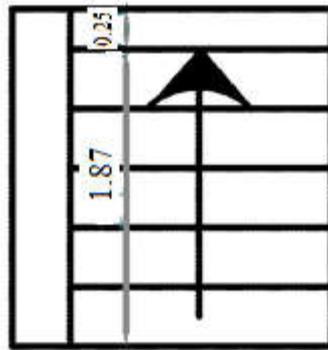


Figure II.5 : Vue en plan de l'escalier

Tableau II.2: Escaliers orientés à deux volées.

h (cm)	g (cm)	n	h'(cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lp(cm)
17	30	7	119	180	33.5	215
17	30	5	85	120	35.37	150
17	30	6	102	150	34.21	181

- Type 03: Escalier droit

**Figure II.6 :** Vue en plan de l'escalier droit**Tableau II.3 :** Escaliers droit.

h (cm)	g (cm)	n	h'(cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lp(cm)
17	30	6	102	150	34.21	181

⇒ On adopte pour l'ensemble des escaliers :

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

II.3 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

II.3.1. Les poutres

II.3.1.1. Définition

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales:

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Les poutres secondaires:

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

II.3.1.2. Pré dimensionnement

D'après le BAEL91 on a :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

- b : largeur de la poutre.

a. poutre principale :

L = 4,60m

L : porté maximum du sens considéré.

$$\begin{cases} 460/15 \leq h \leq 460/10 \implies 30.7 \leq h \leq 46.0 \text{ on prend } \implies h = 45\text{cm} \\ 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \implies 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ on prend le min du R.P.A. } \implies b = 30\text{cm} \end{cases}$$

b. poutre secondaire :

L = 4.36m

L : porté minimum du sens considéré.

$$\begin{cases} 436/15 \leq h \leq 436/10 \implies 29.06 \leq h \leq 43.6 \text{ on prend la min du R.P.A. } \implies h = 40\text{cm} \\ 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 12 \leq b \leq 28 \text{ on prend la min du R.P.A. } \implies b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc on prend : (bxh) = (30x45) \implies pour les poutres principales

(bxh) = (30x 40) \implies pour les poutres secondaires

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.4. : Récapitulatif des sections des poutres.

Les poutres	L	h	b	bxh
Poutre principale	4.60	30.7cm ≤ h ≤ 46.0cm	13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm	30x45
Poutre secondaire	4.36	29.06cm ≤ h ≤ 43.6 cm	12cm ≤ b ≤ 28cm	30x40

- Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 version2003 qui se présente comme suit:

Tableau II.5 : Vérifications du dimensionnement des poutres.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b ≥ 20 cm	30	30	CV
h ≥ 30 cm	45	40	CV
h/b < 4	1, 5	1.33	CV

II.3.2. Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera en compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de l'arguer de 1cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

- **Principe :**

Le pré-dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA99 /V2003).

- **La formule générale :**

$$B_r \geq \frac{N_U}{\left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \left(\frac{A_s}{B_r} \right)} \right]}$$

Avec :

- B_r : est la section réduite du poteau $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$
- N_U : l'effort normal de calcul à LELU
- A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul
- $\gamma_b = 1.5$ (situation durable et transitoire SDT)
- f_e : la limite d'élasticité de l'acier utilisé 400Mpa ($\gamma_s = 1.15$)

$$\Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

On fixe $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement) on trouve : $\Delta = 0,708$

D'après le RPA99: pour la zone IIa : $A/B_r \approx 0.008$

A N : $B_r = 0.66 N_U$ (cm)

• **Evaluation des charges et surcharges**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

- Plancher terrasse :
 - a. Plancher terrasse inaccessible

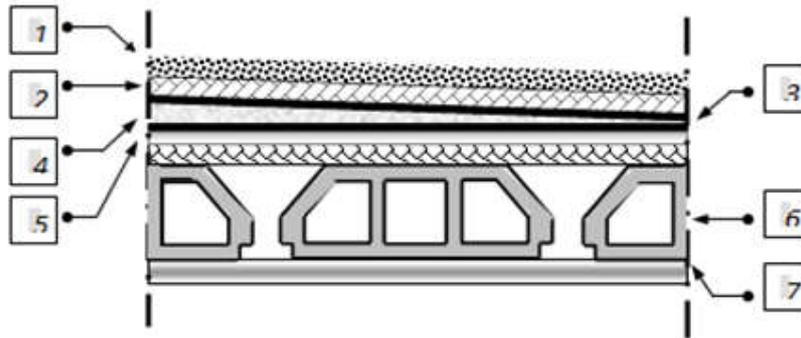


Figure II.7 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.6 : Plancher terrasse inaccessible.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
1	Protection de gravillon	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	5	2,4	0,12
3	Forme de pente	10	20	2
4	Papier kraft (2feuilles)	/	/	0,5
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
7	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Total		G = 6,68KN/m ²		

- Charge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible : Q= 1 KN/m³

b. Plancher terrasse accessible

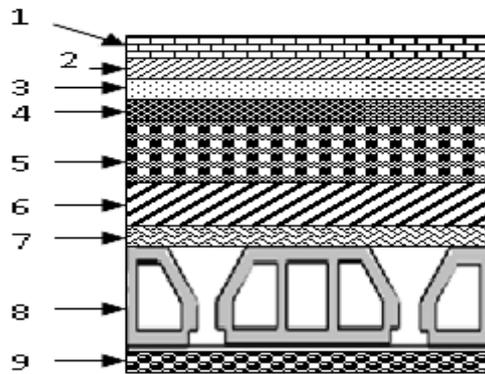


Figure II.8 : Plancher terrasse accessible.

Tableau II.7 : Plancher terrasse accessible.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de ciment	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	2	18	0,36
4	Etanchéité multicouche	5	2,4	0,12
5	Forme de pente	10	20	2
6	Papier kraft (2feuilles)	/	/	0,5
7	Isolation thermique	4	4	0,16
8	Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
9	Enduit de plâtre	2	10	0,2
Total		G = 6,99KN/m ²		

Charge d'exploitation du plancher terrasse accessible : Q= 1.5 KN/m²

c. Planchers des étages courants

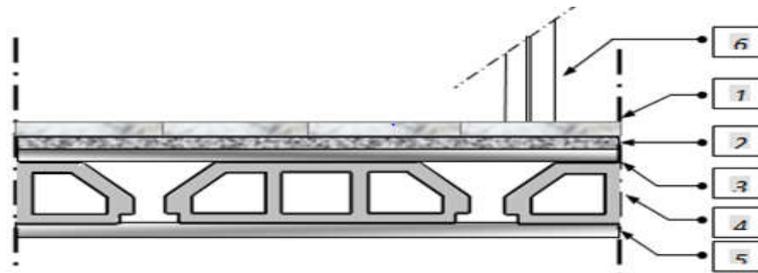


Figure II.9 : Plancher étage courants (corps creux).

Tableau II.8 : Plancher étage courants.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse	Charge
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle en corps	16+4	14,25	2,85
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloison	10	9	0,9
Total		$G = 5,11\text{KN/m}^2$		

Charge d'exploitation du plancher étage courant : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^3$

- Pour le RDC : $Q = 4 \text{ KN/m}^3$
- Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^3$
- Pour le 3^{ème} et 4^{ème} étage : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^3$
- Charges et surcharges au niveau des balcons

Tableau II.9 : Plancher au niveau des balcons.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de ciment	2	20	0,4
Lit de sable fin	2	18	0,36
Dalle en corps creux	16+4	14,25	2,85
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 4,41\text{KN/m}^2$		
	$Q = 3,50\text{KN/m}^2$		

- Mur extérieur

Tableau II.10 : mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
Brique creuse extérieure	10	9	0,9
Brique creuse intérieure	10	9	0,9
L'âme de l'air	5	/	/
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 2,2\text{KN/m}^2$		

- Mur intérieur

Tableau II.11 : mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Charge permanente
Brique creuse intérieure	10	9	0,9
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Revêtement en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 1,50\text{KN/m}^2$		

- Charges et surcharges aux niveaux des escaliers

- Au niveau du palier

Tableau II.12 : palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en B.A	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	20	0,4
Total	$G = 5,31\text{KN/m}^2$		
	$Q = 2,50\text{KN/m}^2$		

- Au niveau de la volée

Tableau II.13 : volée.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Marche	h=17	25	$(2500 \times 17) / 2 = 2.125$
Paillasse	15	25	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,5 = 4,45$
Enduit en ciment	2	20	0,2
Garde de corps	1	10	1
Total	$G = 8,94\text{KN/m}^2$		
	$Q = 2,50\text{KN/m}^2$		

$$B_r = 0.64N_u$$

$$B_r = (a - 0.02)^2 :$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 : \text{ Pour une section carrée}$$

a) Poteau central

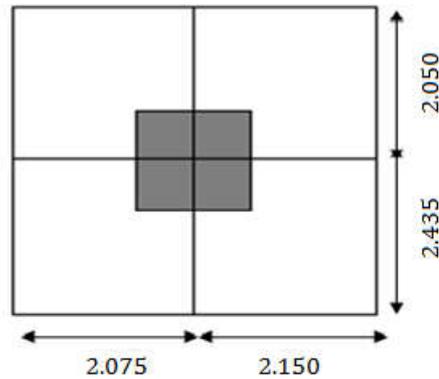


Figure II.10 : Poteau central.

- La surface revenant au poteau central est :

$$S = 18.94 \text{ m}^2$$
- On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 1.15
- $S_{\text{majorée}} = 18.94 \times 1.15 = 21.78 \text{ m}^2$

Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	G	G _{majoré}	Q	N _U	N _U	N _U	B _r	a=b	axb
Terrasse	6.99	7.69	1.5	12.63	/	/	/	/	/
N7	5,11	5,62	1,5	9.84	12.63	275.08	181.55	15.47	30x30
N6	5,11	5,62	1,5	9.84	22.47	489.4	323.00	19.97	35X35
N5	5,11	5,62	1,5	9.84	32.31	703.71	464.44	23.55	35X35
N4	5,11	5,62	3,5	12.84	42.15	918.03	605.89	26.61	40X40
N3	5,11	5,62	3,5	12.84	54.99	1197.68	790.46	30.11	40X40
N2	5,11	5,62	2,5	11.34	67.83	1477.34	975.04	33.22	45X45
N1	5.11	5.62	2.5	11.34	79.17	1724.32	1138.05	35.73	45X45
RDC	5.11	5.62	4.0	14.43	90.51	1971.3	1301.05	38.07	50x50
SS	/	/	/	/	104.94	2285.59	1508.48	40.83	50x50

b) Poteau de rive

- La surface revenant au poteau de rive est :

$$S = 9.21 \text{ m}^2$$

-On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égal à 1.1

$$S_{\text{majorée}} = 10.13 \text{ m}^2$$

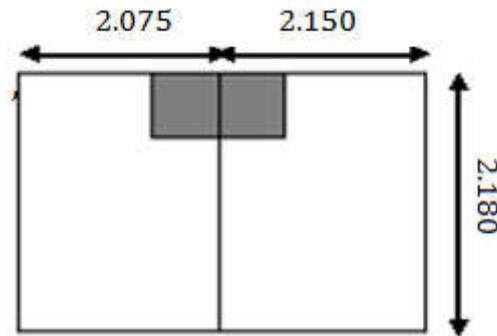


Figure II.11 : Poteau de rive.

Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.

Niveau	G	G _{majoré}	Q	N _U	N _U	N _U	1.2B _r	a=b	axb
acc	2.87	3.15	1	5.75	/	/	/	/	/
Terr ina	6.68	7.34	1	9.9	5.75	58.24	46.12	/	/
Terraacc	6.99	7.69	1.5	12.63	15.65	158.53	125.55	13.20	30x30
N7	5,11	5,62	1,5	9.84	28.28	286.47	226.88	17.06	30x30
N6	5,11	5,62	1,5	9.84	38.12	386.15	305.83	19.48	30x30
N5	5,11	5,62	1,5	9.84	47.96	485.83	384.77	21.61	35x35
N4	5,11	5,62	3,5	12.84	57.8	585.51	463.72	23.53	35x35
N3	5,11	5,62	3,5	12.84	70.64	715.58	566.73	25.80	35x35
N2	5,11	5,62	2,5	11.34	83.48	845.65	669.75	27.87	35x35
N1	5.11	5.62	2.5	11.34	94.82	960.52	760.73	29.58	40x40
RDC	5.11	5.62	4.0	14.43	106.16	1075.4	851.79	31.18	40x40
SS	/	/	/	/	120.59	1221.57	967.48	33.10	40x40

c) poteau d'angle :

-La surface revenant au poteau d'angle est : $S = 4.52 \text{ m}^2$

-les surfaces des poteaux d'angle ne sont pas majorées

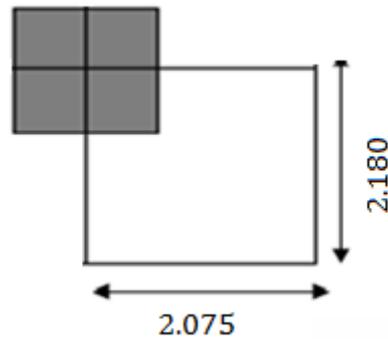


Figure II.12 : Poteau d'angle.

Tableau II.14 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angles.

Niveau	G	G _{majoré}	Q	N _U	N _U cumulée	N _U cumulé	1.2B _r	a=b	axb
acc	2.87	3.15	1	5.75	/	/	/	/	/
Terraacc	6.99	7.69	1.5	12.63	5.75	25.99	20.58	6.53	30x30
N7	5,11	5,62	1,5	9.84	18.38	83.07	65.79	10.11	30x30
N6	5,11	5,62	1,5	9.84	28.22	127.55	101.01	12.05	30x30
N5	5,11	5,62	1,5	9.84	38.06	172.03	136.24	13.67	30x30
N4	5,11	5,62	3,5	12.84	47.9	216.5	171.46	15.09	30x30
N3	5,11	5,62	3,5	12.84	60.74	274.54	217.43	16.74	30x30
N2	5,11	5,62	2,5	11.34	73.58	332.58	263.40	18.22	30x30
N1	5.11	5.62	2.5	11.34	84.92	383.83	303.99	19.42	30x30
RDC	5.11	5.62	4.0	14.43	96.26	435.09	344.59	20.56	30x30
SS	/	/	/	/	110.69	500.31	396.24	21.90	30x30

Remarque :

Il est évident que les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On opte les mêmes sections pour tous les poteaux (sections de poteau central).

- Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 2003

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b / h \leq 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.15 : Vérification des poteaux aux exigences du RPA.

Poteaux	Conditions exigées	Valeurs calculées	Observation
30x30	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 30$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
35x35	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 35$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
40x40	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 40$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
45x45	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 45$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V
50x50	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 50$	C.V
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 18.15$	C.V
		$(h_e/20) = 13.3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	C.V

• Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau)
- $\lambda = L_f / i$ (l'élancement)
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

Tableau II.16 : Vérification au flambement.

La section	L_f	i	λ	$\lambda \leq 50$
30x30	3.06	0.086	35.581	C.V
35x35	3.06	0.101	30.297	C.V
40x40	3.06	0.115	26.608	C.V
45x45	3.06	0.129	23.720	C.V
50x50	4.08	0.144	28.33	C.V
	3.06	0.144	21.25	C.V

II.4.1. Les voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

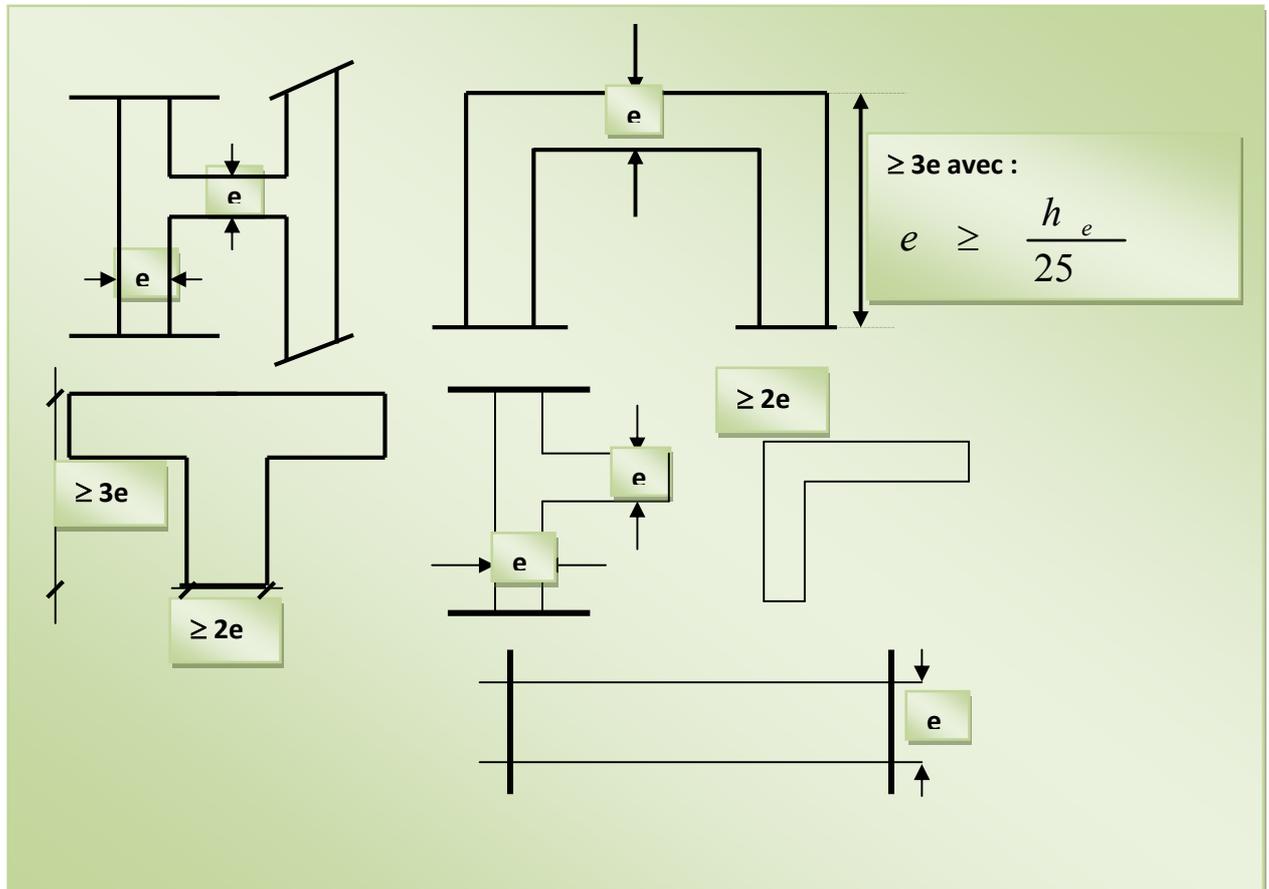


Figure II.13 : Coupe de voile en plan

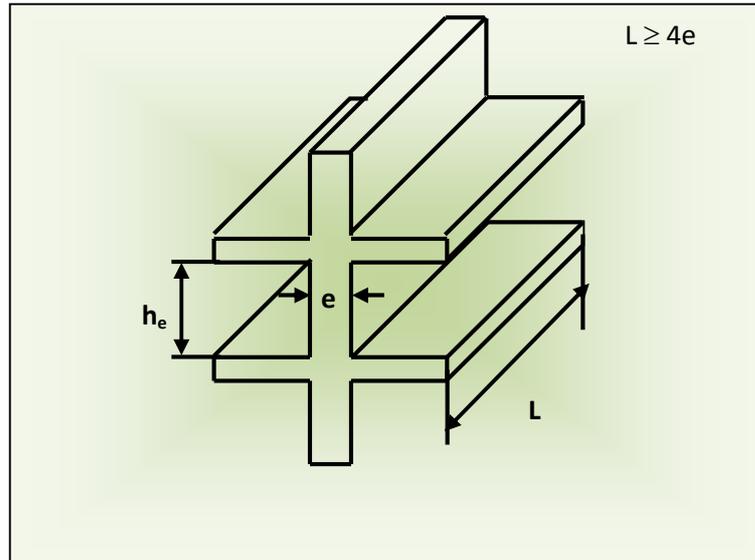


Figure II.14 : Coupe de voile en élévation

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20) \quad h_e = 3,63\text{m}$$

$$e \geq (14,52, 16,5, 18,15) \text{ cm}$$

On adopte Alors :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2. Etude de la salle des machines

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.15 \times 2.15)\text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 12,22 tonnes.

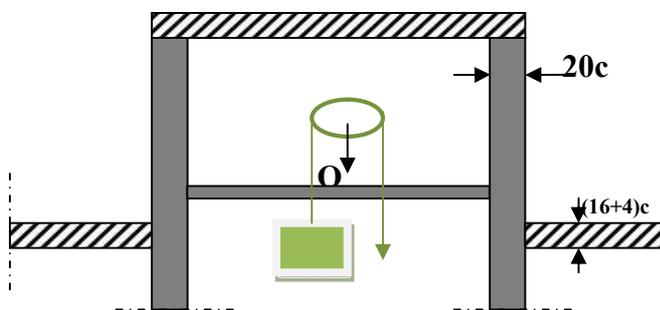


Figure III.1 : Schéma d'ascenseur.

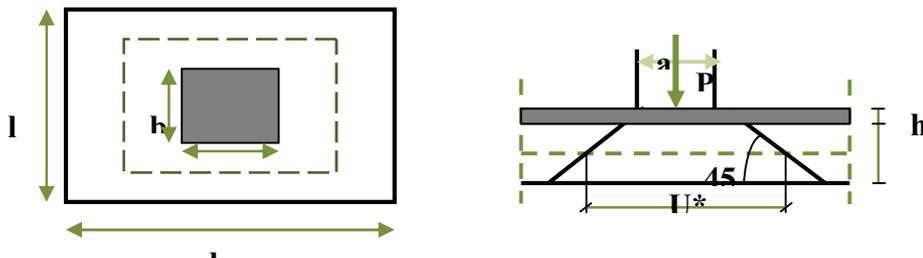


Figure III.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.2.1. Dimensionnement de la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{2.15} = 0.53 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Pour un panneau isolé :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{115}{30} = 3.83 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Epaisseur du revêtement } (e=5\text{cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b=80\text{cm} \end{array} \right.$$

ν : coefficient de poisson

$$\text{On aura: } \left\{ \begin{array}{l} U = a+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad U = V = 105\text{cm}$$

III.2.3. Calcul des sollicitations

- À L'ELU : ($\nu = 0$)
 - système de levage : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 G$
 $= 1,35 \times 122,2$
 $q_u = 164.97 \text{ KN}$
 - Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m.}$
 $Q = 1 \text{ KN.}$
 $q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$
- À L'ELS : ($\nu = 0.2$)
 - Système de levage : $q_{ser} = G + Q = G$
 $q_{ser} = 122.2 \text{ KN.}$
 - Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$

III.2.4. Principe de calcul

- Calcul des moments dus au système de levage :
 M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{array} \right.$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec: coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0,2 \implies \text{à L'ELS} \\ v = 0 \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$

- À L'ELU : (v=0)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{115}{215} = 0.53 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{115} = 0.91 \implies \text{D'où : } M_1 = 0.081 ; M_2 = 0.027 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{l_y} = \frac{105}{215} = 0.49 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \end{cases} \implies \text{Avec: } v=0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 164.97 \times 0.081 = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 164.97 \times 0.027 = 4.45 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \implies \text{Avec: } v=0$$

Pour: $\alpha = 0.53 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.095 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0.095 \times 8.05 \times (1.15)^2 = 1.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.25 \times 1.01 = 0.25 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.36 + 1.01 = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.45 + 0.25 = 4.7 \text{ KN.m}$$

• Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x \text{ app}} = -0,30M_x \quad \Rightarrow \quad M_{y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x \quad \Rightarrow \quad M_{y \text{ tra}} = 0,30M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Récapitulatif des moments calculés à l'ELU.

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	4.31
		En travée	12.21
	Y-Y	sur appuis	1.41
		En travée	3.99

• À L'ELS : (v=0.2)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{115}{215} = 0.53 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{115} = 0.91 \quad \Rightarrow \quad \text{D'où : } M_1 = 0.081 ; M_2 = 0.027 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{l_y} = \frac{105}{215} = 0.49 \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v M_2) = 122.2 \times (0.081 + 0.2 \times 0.027) = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v M_1) = 122.2 \times (0.027 + 0.2 \times 0.081) = 5.28 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Avec: } v=0.2$$

Pour: $\alpha = 0.53 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.098 \\ \mu_y = 0.373 \end{cases}$

$M_{x2} = 0.098 \times 5.85 \times (1.15)^2 = 0.76 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0.76 \times 0.373 = 0.28 \text{ KN.m}$

c) Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.56 + 0.76 = 11.32 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.28 + 0.28 = 5.56 \text{ KN.m}$

• Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$\begin{cases} M_{x \text{ app}} = -0,30M_x & \implies & M_{y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x & \implies & M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

• Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Récapitulatif des moments calculés à l'ELS.

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	3,39
		En travée	9,62
	Y-Y	sur appuis	1,66
		En travée	4,72

• Diagrammes des moments :

• À L'ELU :

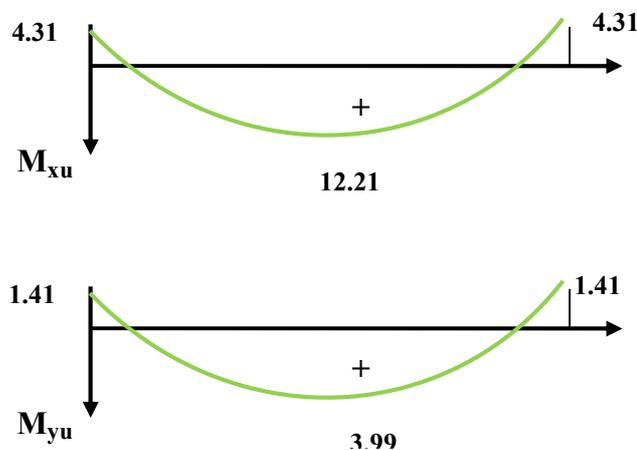


Figure III.3 : Diagrammes des moments à L'ELU

- À L'ELS :

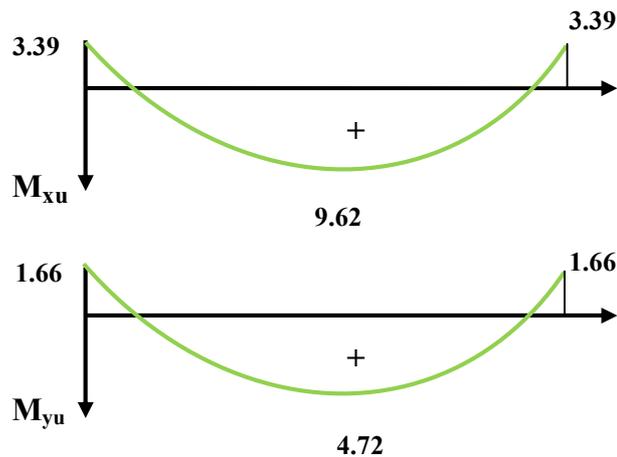


Figure III.4 : Diagrammes des moments à L'ELS.

III.2.5. Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

- Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).

$H=15\text{cm}$; $b=80\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,15$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.31 \times 10^3}{80 \times (13)^2 \times 14.20} = 0,022$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,022)] = 0,128 \text{ m} = 12.8\text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{4.31 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : St=25cm

➡ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{12.21 \times 10^3}{80 \times (13)^2 \times 14.20} = 0,063 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,063)] = 0,125 \text{ m} = 12.5\text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.31 \times 10^{-3}}{0.125 \times 348} = 2.8 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : St=25cm

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Récapitulatif de ferrailage dans le sens X-X.

	Sens X-X						
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
Sur appuis	4.31	0	0.96	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	12.21	0	2.8	1.2	3.14	4HA10	25

- Ferraillage dans le sens y-y :

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1.41 \times 10^3}{80 \times (13)^2 \times 14.20} = 0,007$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,007)] = 0,129 \text{ m} = 12.9 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{1.41 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h = 15 cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend : St = 25 cm

➡ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.99 \times 10^3}{80 \times (13)^2 \times 14.20} = 0,020$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,020)] = 0,128 \text{ m} = 12.8 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{3.99 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend :

$$S_t = 25\text{cm}$$

- Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Récapitulatif de ferrailage dans le sens Y-Y.

	Sens Y-Y						
	M _U (KN.m)	A' (cm ²)	A _S (calculer) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix	S _t (cm)
Sur appuis	1.41	0	0.31	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	3.99	0	0.89	1.2	2.01	4HA8	25

III.2.6. Vérifications

- Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{min} = \rho_0 b \frac{3}{2} \alpha \rightarrow \text{Avec } \rho_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_{min} = 0.00008 \cdot 80 \cdot 15 \cdot \frac{3}{2} \cdot 0.53 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \text{ C.V} \end{array} \right.$$

- Vérification des diamètres maximaux des barres**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \implies \text{C.V}$$

- **Ecartement des barres**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$

- **Vérification au poinçonnement:** (BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20\text{m}$$

$$q_u = 1,35 \times 122,2 = 164,97 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,50 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a + b} = \frac{164,97}{2 \cdot 1,05 + 1,05} = 52,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52,37}{0,8 \cdot 0,13} = 0,503 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,503 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

- **Vérification de compression dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :
 - Sens X-X

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	3.39	2.01	3722.05	2.77	91.07	2.52	15	C.V
travée	9.62	3.14	5388.53	3.36	178.52	5.99	15	C.V

- Sens YY

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1.66	2.01	3722.05	2.77	44.59	1.23	15	C.V
travée	4.72	2.01	3722.05	2.77	126.81	3.51	15	C.V

- Schéma de ferrailage

- Sens X-X

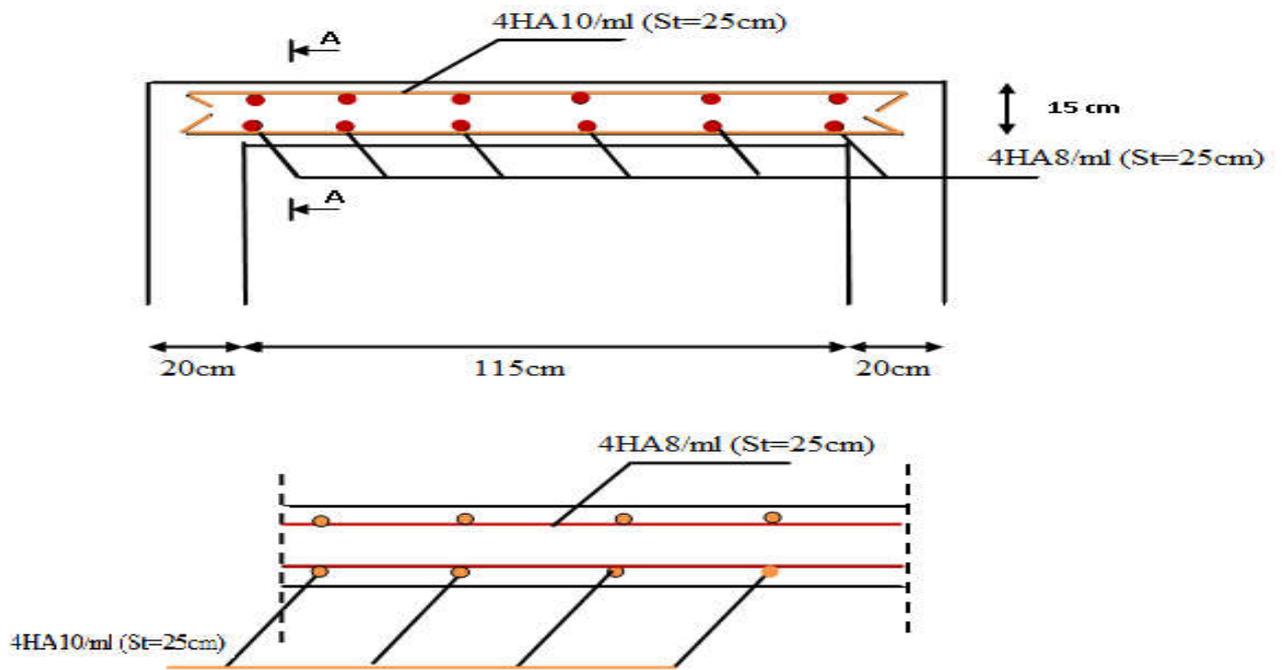


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens x-x.

- Sens Y-Y

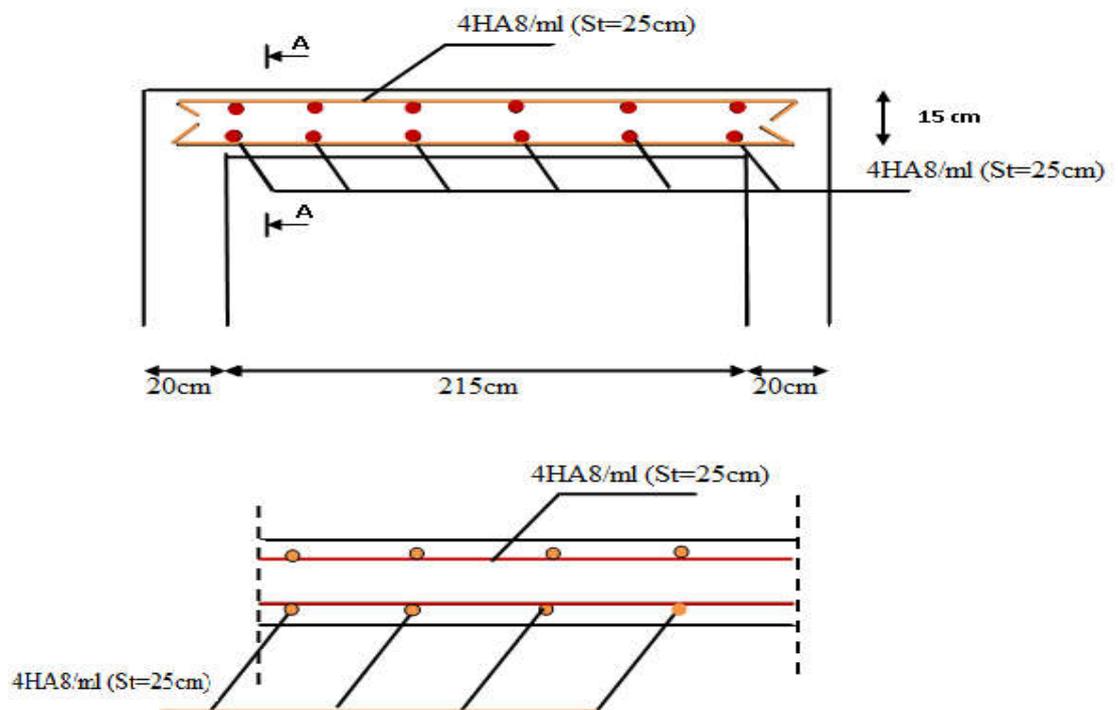


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle du local machine dans le sens y-y.

III.3. Calcul du plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

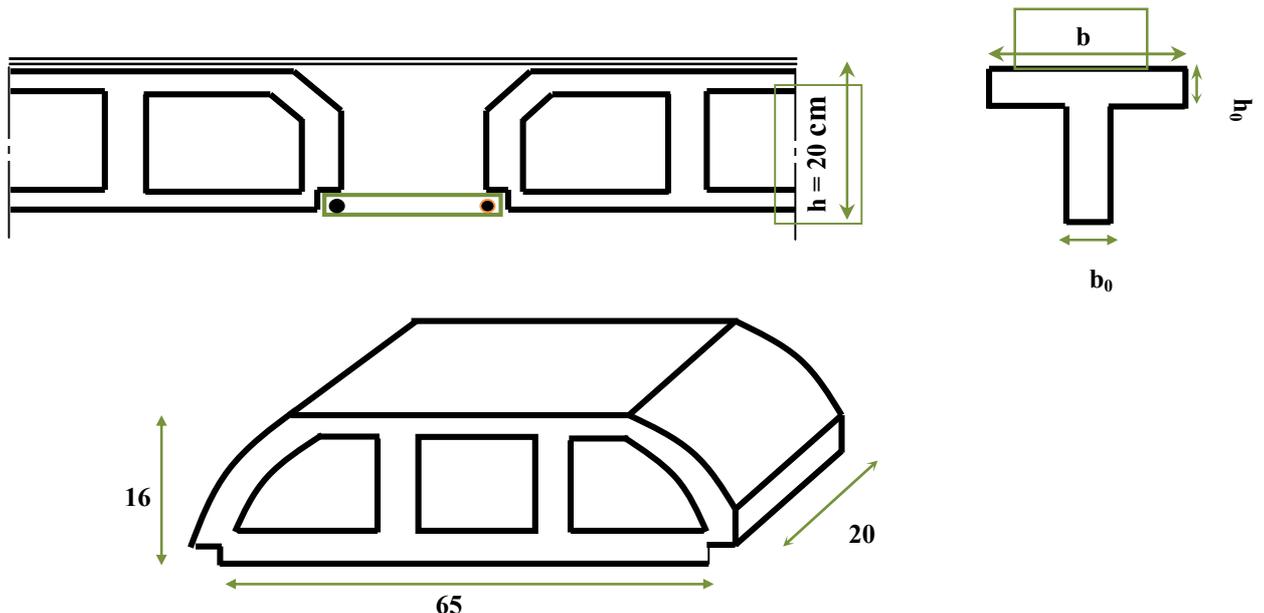


Figure III.7 : Schéma d'un plancher en corps creux.

III.3.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

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

- 33 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm)

– **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_{\perp} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement : $St=20 \text{ cm}$.

– **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_{//} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2}$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

• **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

III.3.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

– Pré dimensionnement des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

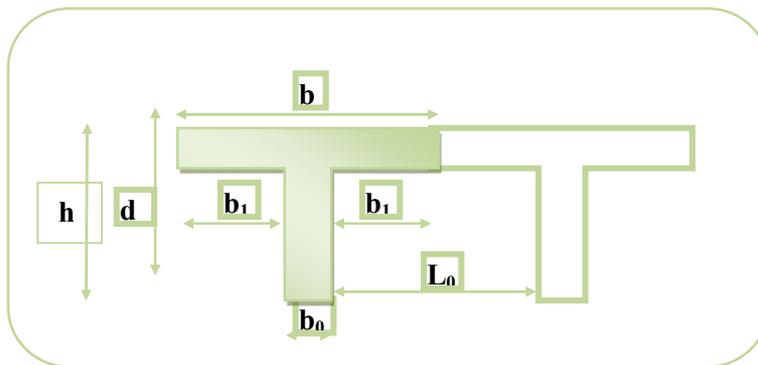


Figure III.8 : Les caractéristiques géométriques d'une poutrelle.

L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L = 4.36\text{m}$

b_0 : largeur de la nervure $\Rightarrow b_0 = 12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

On a :

$$\geq \frac{L}{22.5} = \frac{436}{22.5} = 19.37\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h = 20\text{cm}.$$

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$$6\text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq (26.5 ; 43.6) \quad \Rightarrow \quad b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}. \quad \Rightarrow \quad b = 65\text{cm}$$

– 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

– Charges et surcharges :

- Charge permanente :

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{ KN / ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G = 0,2 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'œuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

- à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

→ $q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$

- à L'ELS:

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

→ $q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$

– Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :

- à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.36^2}{8} = 4.681 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.36}{2} = 4.295 \text{ KN}$$

- à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.36^2}{8} = 3.303 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.36}{2} = 3.03 \text{ KN}$$

- La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

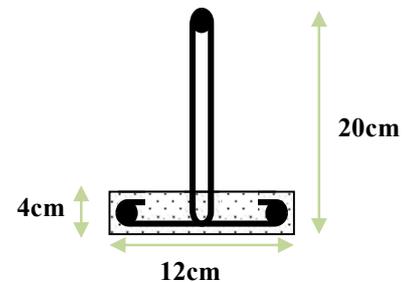
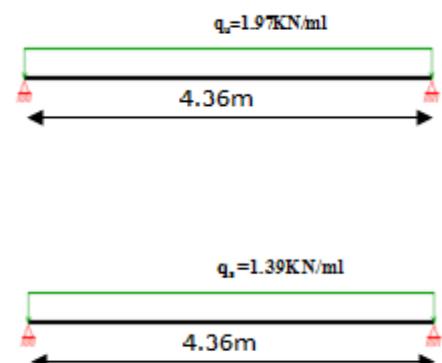


Figure III.9: La nervure.



$$d=0.9xh_0=3.6\text{cm} ; \gamma_b = 1.5 \quad M_u=4.681 \text{ KN.m} ; f_{bu}=14.2 \text{ MPa} ; b_0=12\text{cm} ;$$

$$M_{ser}=3.303\text{KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \implies \mu_{bu} = 2.119$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \frac{4.681}{3.303} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30 \implies \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \implies 2.119 > 0.30 \implies \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

– **2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation
- Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

Tableau III.5: Combinaison d'action.

niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				E.L.U (KN/ml)	E.L.S (KN/ml)
Commerce	5.11	4	0.65	8.38	5.92
bureau	5.11	2.5	0.65	6.92	4.95
Service clinique	5.11	3.5	0.65	7.9	5.6
Etage courant	5.11	1.5	0.65	5.95	4.29
Terrasse accessible	6.99	1.5	0.65	7.59	5.51
Terrasse inaccessible	6.68	1	0.65	6.84	4.99

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC (commerce) : $q_u = 8.38 \text{ KN/ml}$ et $q_s = 5.92 \text{ KN/ml}$

Donc on prend : $G=5, 11 \text{ KN/m}^2$ et $Q=4 \text{ KN/m}^2$

- **calcul des sollicitations**

- **Choix de la méthode de calcul**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire:

- Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

4) Fissuration peu nuisible.

- Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

- L'application de la méthode :

$$1) \begin{cases} Q=4 \leq 2 \times 5.11 = 10.22 \text{ KN/m}^2 \\ Q=4 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$\frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.7}{2.9} = 1.27 \Rightarrow 0,8 < 1.27 < 1,25 \Rightarrow C.N.V$$

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.7}{3.4} = 1.088 \Rightarrow 0,8 < 1.088 < 1,25 \Rightarrow C.V$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. \Rightarrow C.V

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de CAQUOT pour déterminer les moments en appuis et en travées.

2) Méthode de Caquot :

- Domaine d'application :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

- Application de la méthode :

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 - $L' = L$ pour une travée de rive.
 - $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.
- Règle des moments :
 - Les moments en appuis :

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

- Les moments en travées:

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q \cdot X_0^2}{2} \Rightarrow X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

- Règle de l'effort tranchant:

$$V_w = \frac{M_w - M_e - q \cdot L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

- 1^{er} type : (poutrelle à 3 travées) :

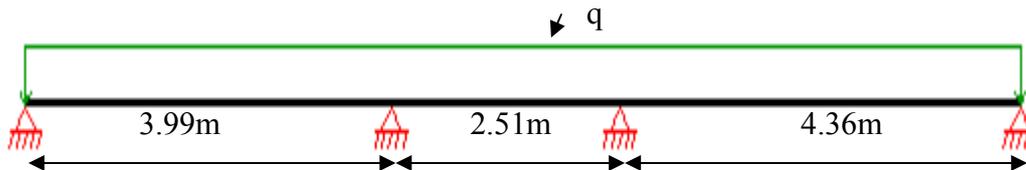


Figure III.10: Schémas statiques du 1^{er} type.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à L'ELU} \Rightarrow q_u = 8.38 \text{ KN/m} \\ \text{à L'ELS} \Rightarrow q_s = 5.92 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	
q_u (KN/m)	8.38	8.38	8.38	
L(m)	3.99	2.51	4.36	
L'(m)	3.99	2.01	4.36	
Appui	1	2	3	4
L' _w (m)	0	3.99	2.01	4.36
L' _e (m)	3.99	2.01	4.36	0
M_a (KN.m)	0	-10.24	-13.17	0
Travée	1-2	2-3	3-4	
M_w (KN.m)	0	-10.24	-13.17	
M_e (KN.m)	-10.24	-13.17	0	
V_w (m)	-14.15	-9.35	-21.29	
V_e (m)	19.28	11.69	15.25	
X_0 (m)	1.68	1.12	2.54	
M_t (KN.m)	11.94	-5.02	13.86	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

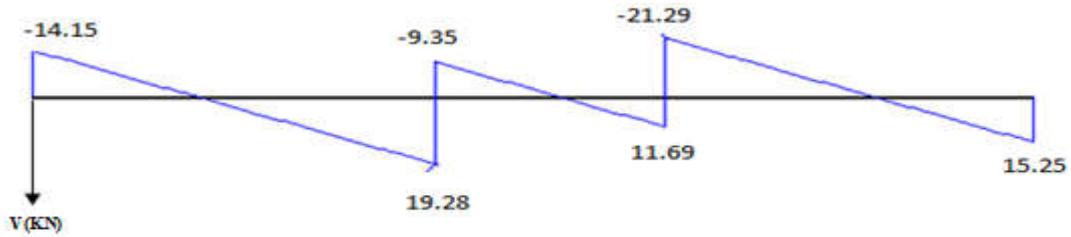


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

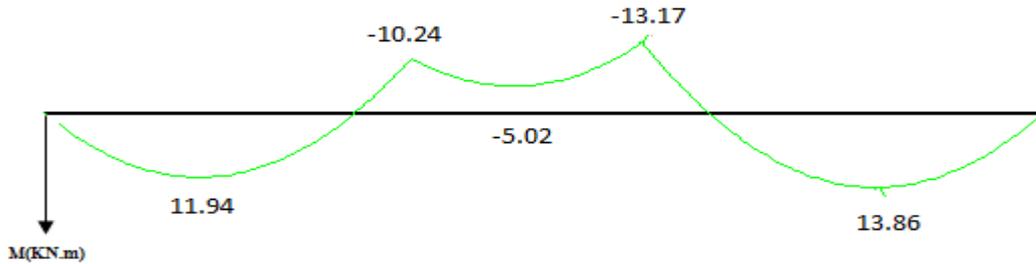


Figure III.12 : Diagramme des moments à L'ELU.

- à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	
q_s(KN/m)	5.92	5.92	5.92	
L(m)	3.99	2.51	4.36	
L'(m)	3.99	2.01	4.36	
Appui	1	2	3	4
L'_w(m)	0	3.99	2.01	4.36
L'_e(m)	3.99	2.01	4.36	0
M_a(KN.m)	0	-7.24	-9.31	0
Travée	1-2	2-3	3-4	
M_w(KN.m)	0	-7.24	-9.31	
M_e(KN.m)	-7.24	-9.31	0	
V_w(m)	-10	-6.6	-15.04	
V_e(m)	13.62	8.26	10.77	
X₀(m)	1.68	1.12	2.54	
M_t(KN.m)	8.44	-3.55	9.79	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

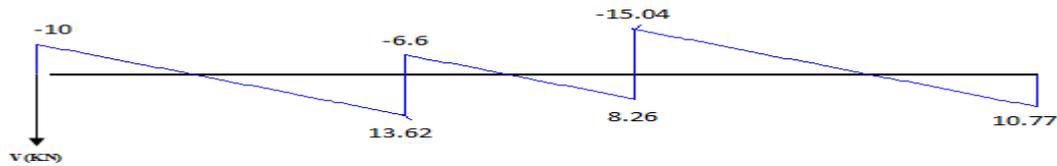


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

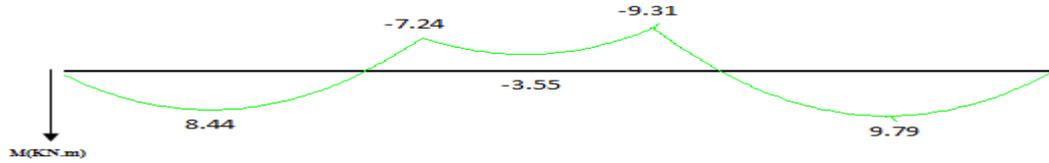


Figure III.14 : Diagramme des moments à L'ELS.

- 2^{ème} type : (poutrelle à 5 travées) :



Figure III.15: Schémas statiques du 2^{ème} type.

- à L'ELU $\Rightarrow q_u = 8.38 \text{ KN/m}$
 - à L'ELS $\Rightarrow q_s = 5.92 \text{ KN/m}$

- à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUO, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u(KN/m)	8.38	8.38	8.38	8.38	8.38	
L(m)	1.35	2.97	3.20	4.10	4.36	
L(m)	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36	
Appui	1	2	3	4	5	6
L'_w(m)	0	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36
L'_e(m)	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36	0
M_a(KN.m)	0	-7.64	-5.94	-8.59	-16.71	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w(KN.m)	0	-7.64	-5.94	-8.59	-16.71	
M_e(KN.m)	-7.64	-5.94	-8.59	-16.71	0	
V_w(m)	0	-13.02	-11.58	-15.19	-22.10	
V_e(m)	11.31	11.87	14.24	19.16	14.44	
X₀(m)	0	1.55	1.50	1.81	2.64	
M_t(KN.m)	0	2.47	3.49	5.19	12.43	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

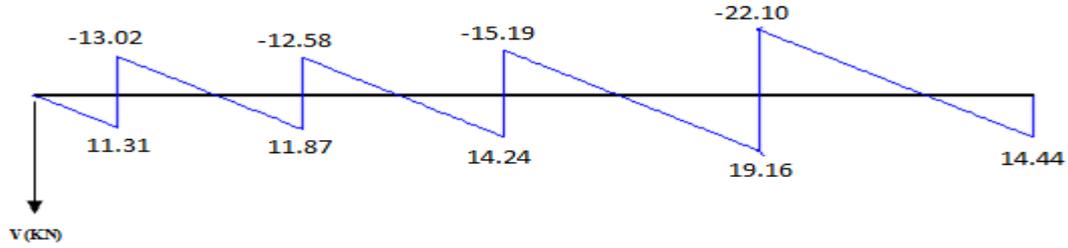


Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

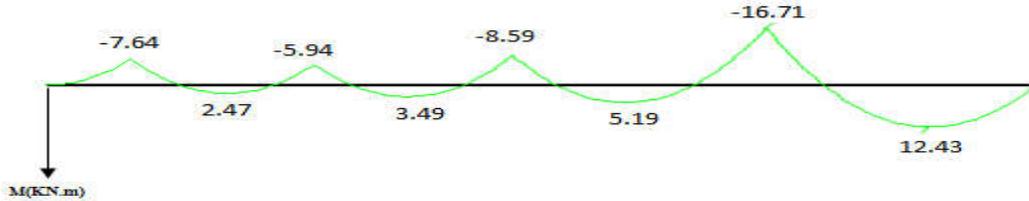


Figure III.17: Diagramme des moments à L'ELU.

- à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u(KN/m)	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92	
L(m)	1.35	2.97	3.20	4.10	4.36	
L(m)	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36	
Appui	1	2	3	4	5	6
L'_w(m)	0	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36
L'_e(m)	1.35	2.38	2.56	3.28	4.36	0
M_a(KN.m)	0	-5.39	-4.19	-6.07	-11.80	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w(KN.m)	0	-5.39	-4.19	-6.07	-11.80	
M_e(KN.m)	-5.39	-4.19	-6.07	-11.80	0	
V_w(m)	0	-9.19	-8.88	-10.74	-15.61	
V_e(m)	7.99	8.38	10.06	13.53	10.20	
X₀(m)	0	1.55	1.5	1.81	2.64	
M_t(KN.m)	0	1.74	2.47	3.67	8.78	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

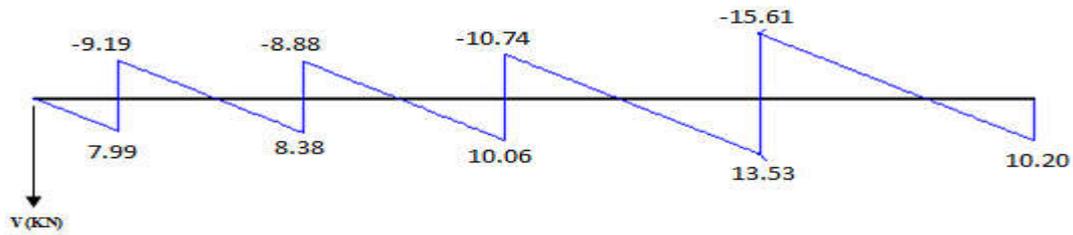


Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

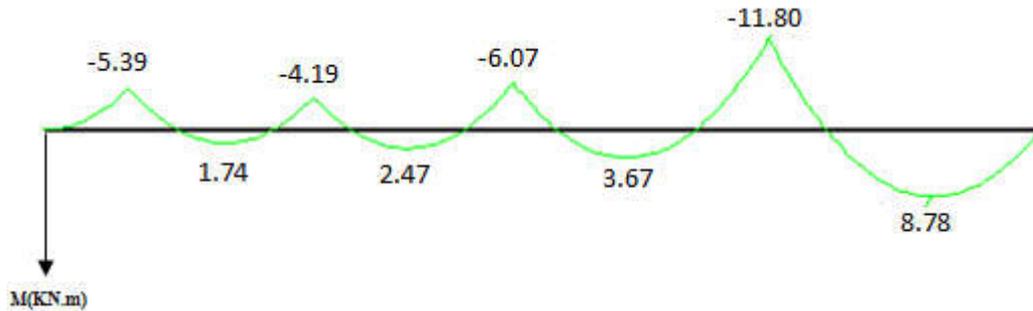


Figure III.19 : Diagramme des moments à L'ELS.

III.3.3. Ferrailage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

- à L'ELU :

Tableau III.6: Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELU.

$M^a_{u(max)} (KN.m)$	$M^t_{u(max)} (KN.m)$	$V_{W(max)} (KN)$	$V_{e(max)} (KN)$
16.71	12.43	22.10	19.16

- à L'ELS :

Tableau III.7: Les efforts maximaux en appuis et en travées à l'ELS.

$M^a_{ser(max)} (KN.m)$	$M^t_{ser(max)} (KN.m)$	$V_{W(max)} (KN)$	$V_{e(max)} (KN)$
11.80	8.78	15.61	13.53

- Calcul des armatures longitudinales

a) En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

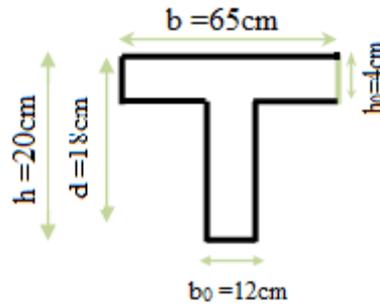


Figure III.20 : dimension de la poutrelle.

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{u(\max)}^t = 12.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_u} = b h_f F_{bc} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{t_u} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t_u} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{u(\max)}^t \leq M_{t_u} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

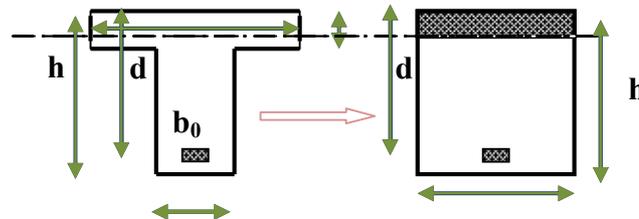


Figure III.21 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.43 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0415$$

- Calcul de μ_{tu} :

$$\mu_{tu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.43}{8.78} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.0415 < \mu_{lu} = 0.30$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$$\mu_{bu} = 0.0415 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,0415)] = 0,1755 \text{ m} = 17.55 \text{ cm}$$

- Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12.43 \times 10^{-3}}{0.1755 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \boxed{3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

- b) En appui :

$$M_{u(\max)}^a = 16.71 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d=18\text{cm}$ et $b=65\text{cm}$

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{16.71 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0558$$

- Calcul de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.71}{11.80} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.0558 < \mu_{lu} = 0.30$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

$$\mu_{bu} = 0.0558 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,0558)] = 0,1739 \text{ m} = 17.39 \text{ cm}$$

- Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{16.71 \times 10^{-3}}{0.1739 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \boxed{3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures des poutrelles :

Tableau III.8: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

	$M_u^{a \text{ (max)}}$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
En tracée	12.43	0,0415	0	17.55	2.04	3HA12	3.39
En appui	16.71	0,0558	0	17.39	2.76	3HA12	3.39

- **Calcul des armatures transversales :** (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6$ mm ; les armatures transversales sont : 2HA6 ($A=0.57\text{cm}^2$).

$$\implies \boxed{2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2}$$

- Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $\implies S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.4. Verifications:

- à L'ELU :

- Condition de non fragilité:** (Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{40} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \\ A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de l'effort tranchant: (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33MPa \end{array} \right.$$

$$V_u^{\max} = 22.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{22.10 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.18} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{22.10 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.18 \cdot \pi \cdot 3 \cdot 0.012} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a: } \bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \implies \tau_{se} = 1.21 < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres :

• **Ancrages rectilignes :** (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

- **Ancrages courbe**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_a = 16 \text{ cm}$$

- e) **Espacement**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0.4 b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$\Longrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

- **à L'ELS**

– Moments max:

Sur appuis: $M_{ser}^a = 11.80 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 8.78 \text{ KN.m}$

– Effort tranchant:

$V_s = 15.61 \text{ KN.}$

- a) **Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \Longrightarrow \quad \eta = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- En travée :

$M_{ser} = 8.78 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$

- En appuis :

$M_{ser} = 11.80 \text{ KNm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$; $d = 18 \text{ cm}$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	8.78	3.39	11239.46	4.58	78.12	3.58	15	Vérifiée
Appui	11.80	3.39	11239.46	4.58	104.99	4.81	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

c) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{436} = 0.0459 < \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{CNV}$$

\implies Donc le calcul de la flèche est indispensable

– Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E = 111^3 \sqrt{\bar{f}} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

– Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(3.39) = 468.95 \text{ cm}^2$$

– Moment statique :

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(3.39 \cdot 18) = 3739.3 \text{ cm}^3$$

– Position du centre de gravité :

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{468.95} = 7.97 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.97 = 12.03 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2 \implies I_0 = 24963.945 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot 5.92 \cdot 4.36^4 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 32.164 \cdot 10^3 \cdot 24963.945 \cdot 10^{-8}} = 0.383 \text{ cm}$$

On a: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{436}{500} = 0.872 \text{ cm}$

$f = 0.383 \text{ cm} < \bar{f} = 0.872 \text{ cm} \implies \text{CV}$

• Ferrailage du plancher

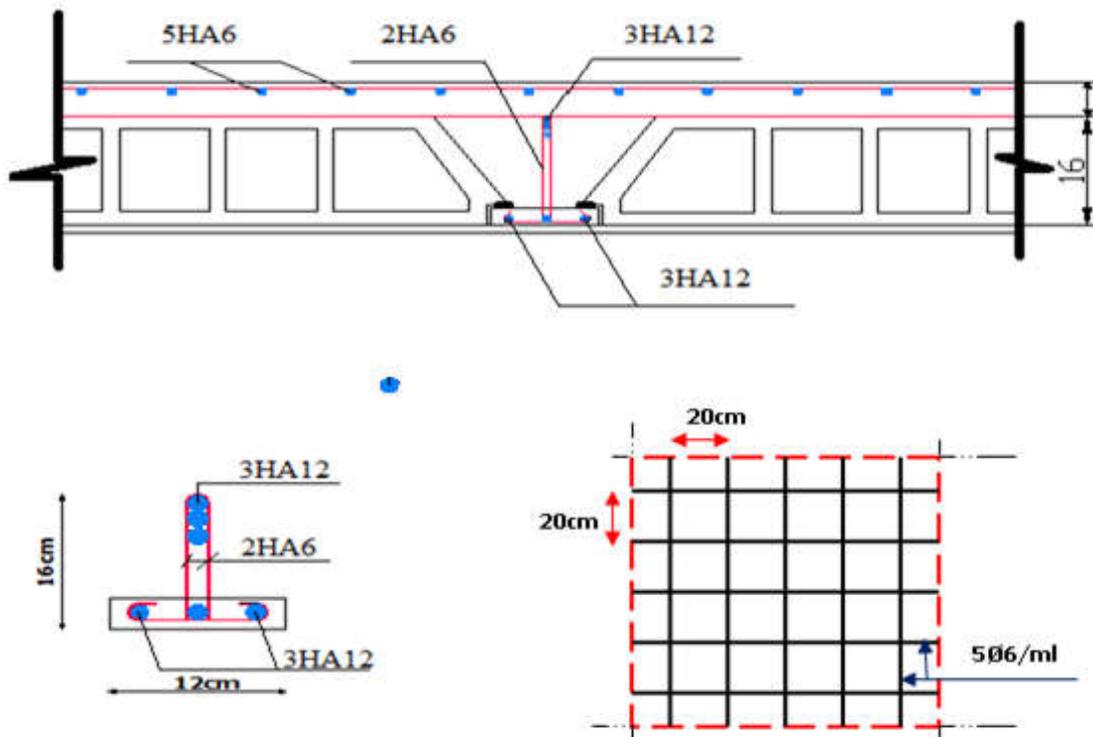


Figure III.22 : Ferrailage du plancher.

III.4. ETUDE DE L'ACROTÈRE

III.4.1. Définition

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S..

- **Schéma statique**

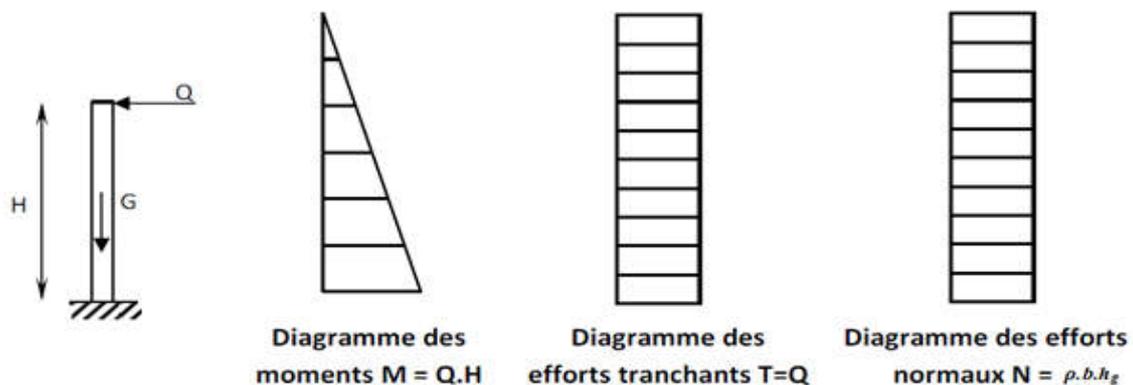
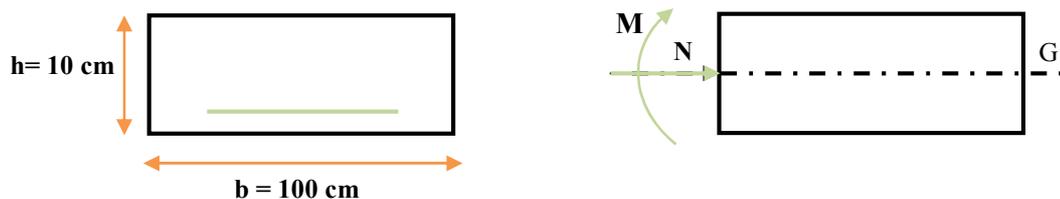


Figure III.23 : Schéma statique de l'acrotère.

III.4.2. Détermination des sollicitations



a) La force sismique F_p

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 1b) $\Rightarrow A = 0.20$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) du RPA 2003

$C_p = 0,80$ (élément en console)

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2.29$ KN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.29$

$$F_p = 0.549 \text{ KN/ml}$$

b) Les charges

Poids propre de l'acrotère: $G = 2.87$ KN/ml

Surcharge d'exploitation : $Q = 1$ KN/ml

Force sismique : $F_p = 2.29$ KN/ml

c) Sollicitations

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 2.87$ KN/ml

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0$ KN

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1$ KN.m/ml

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0$ KN

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot h^2 / 3 = 0.76$ KN.m/ml

d) Combinaison des sollicitations

$$\text{ELU} : N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$\text{ELS} : N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle : $G + 0,75Q + F_p$

Tableau III.9: Combinaison accidentelle .

Cas	M (kN.m)	N (KN)
ELU	1.5	3.87
ELS	1	2.87
Combinaison accidentelle	3.04	5.16

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1ml de la largeur en flexion composé.

III.4.3. Ferrailage

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

d' : Enrobage : 2 cm.

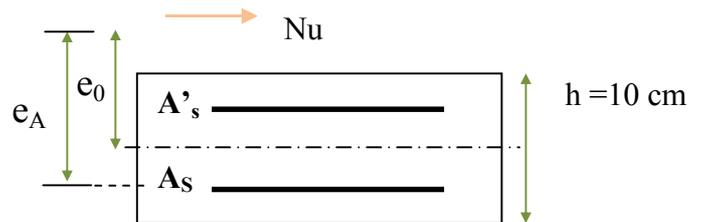
$d = h - d'$: Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

- **Calcul des armatures à L'E.L.U**

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{Mu}{N_u} = 1.5/3.87 = 0.39 \text{ m}$$



$N_u > 0$ \implies N est effort de compression

$$e_u = 0.39 \text{ m} > h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \implies e_u = 39 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée

- **Calcul en flexion simple**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.39 + (0.1/2 - 0.02) = 0.42 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 3.87 \times 0.42 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.62 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.08)^2 \cdot 14.2} = 0.0178$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.625}{1.00} = 1.62$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.62 + 49 * 25 - 3050) * 10^{-4} = 0.38$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 * 0.0089) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_f}{(Z_b f_{ed})} = \frac{1.62 \cdot 10}{(0.08 \cdot 348)} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée**

$$A' = A'_{fs} = 0 ;$$

$$A = A_{fs} - (N_u / F_{ed}) = 0.58 - (3.87 / 348) = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2.87} = 0.35 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot F_{c28} \implies f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{(e_s - 0.455d)}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des armatures à L'E.L.A**

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = M_A / N_A = 0.43 / 1.43 = 0.30 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad e_0 = 30 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.60 + (0.1/2 - 0.02) = 0.63 \text{ m}$$

$$M_F = N_A \times e_A = 5.16 \times 0.63 = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas accidentel}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 18.47 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.08)^2 \cdot 18.47} = 0.027$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{Mf}{Mser} = 1.625$$

$$\mu_{lu} = (3440 \cdot 1.625 + 49 \cdot 25 - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.37$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 \cdot 0.027) = 0.08 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mf}{(Z_b \cdot f_{ed})} = \frac{0.5 \cdot 10}{(0.08 \cdot 348)} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée**

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - (N_s / F_{ed}) = 0.58 - (5.16 / 348) = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à L'E.L.S**

$$\text{On a : } N_{ser} = 2.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = 15 \overline{\sigma}_{bc} / (15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta F_{tj}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{br} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = 20.94 \text{ KNm}$$

$$M_{br} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = 0.00077$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00077) + 1}{(54 \times 0.00077) + 1} = 7.42 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1 \times 10^3}{7.42 \times 201.63} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage**

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u; A_A; A_{min}) = (0.33 ; 0.29 ; 0.18 ; 0.90) = 0.90 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm² avec espacement de 25cm

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.1 cm² avec espacement $S_r = 12.5 \text{ cm}$

III.4.5. Vérifications

- **à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.50 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \implies \text{C.V}$$

- **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$

(ψ_s : Coefficient de scellement)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times (0.008) \times 10^6} = 0.21 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$\tau_s = 0.21 < 3.15 \text{MPa}$ \implies condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- à l'ELS

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.87} = 0.35\text{m} > 0.03\text{m} \text{ la section est partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \text{ et } \eta = 15)$$

$$\implies 50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0$$

$$\implies 50y^2 + 30.15y - 241.2 = 0 \implies y = 1.92\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A(d - y)^2 + \eta \cdot A'(y - d)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(1.92)^3 + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47\text{cm}^4$$

• **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1}{1350.47 \cdot 10^{-8}} = 7.4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$K = 0.074 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.074 \cdot 19.2 = 1.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min(267.67 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 0.037 \times (80 - 19.2) = 33.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.20 \times 0.3 \times 2.29 = 0.549 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \implies \text{C.V}$$

III.4.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

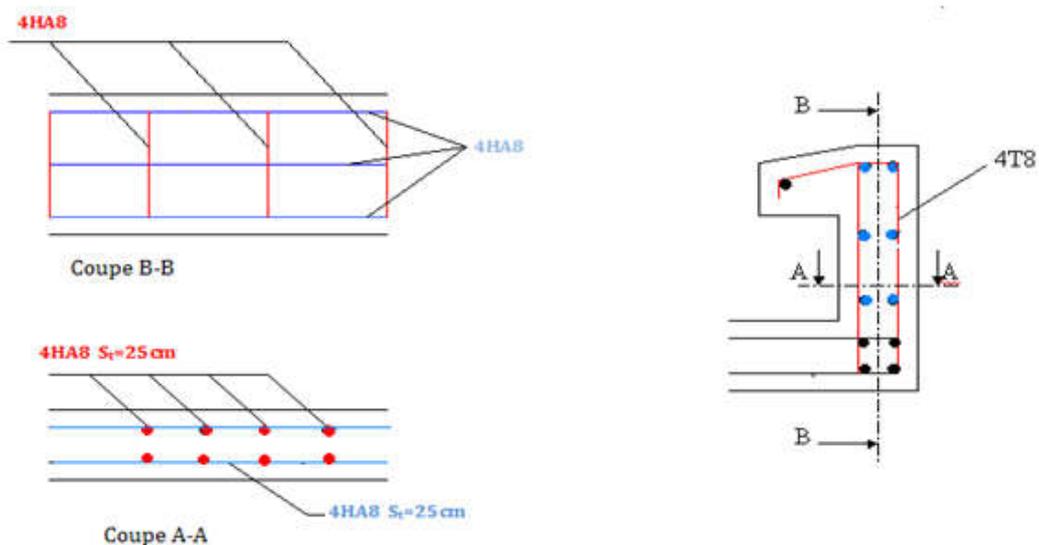


Figure III.24: Schémas de ferrailage de l'acrotère

3.5. Les escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d’une construction.

Notre immeuble contient trois types d’escaliers : un escalier avec trois volées et deux paliers, un escalier balancé et un escalier droit .

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne son pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

- **Type I (escalier à trois volées)**

- **Pour V1**

a) Sollicitations

le calcul est pris pour une bande de 1m

	q_u	q_s
	$1,35G+1,5Q$ (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

b) Calcul à l’ELU

On calcul l’escalier comme une poutre appuyée sur la poutre d’étage et sur la poutre palière brisée .

Suivant le schéma statique ci-après :

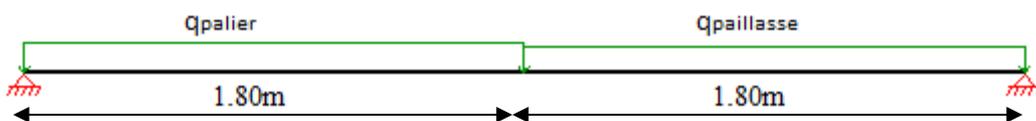


Figure III.25: Schémas statiques de la 1^{ère} volée du 1^{er} type d’escalier.

Tableau III.10: les efforts internes de la 1^{ère} volée du 1^{er} type d’escalier.

	ELU		ELS	
M_{max} (KN.m)	21.81		15.7	
M (KN.m)	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$
	17.45	6.54	12.56	4.71
V (KN)	26.27		18.94	

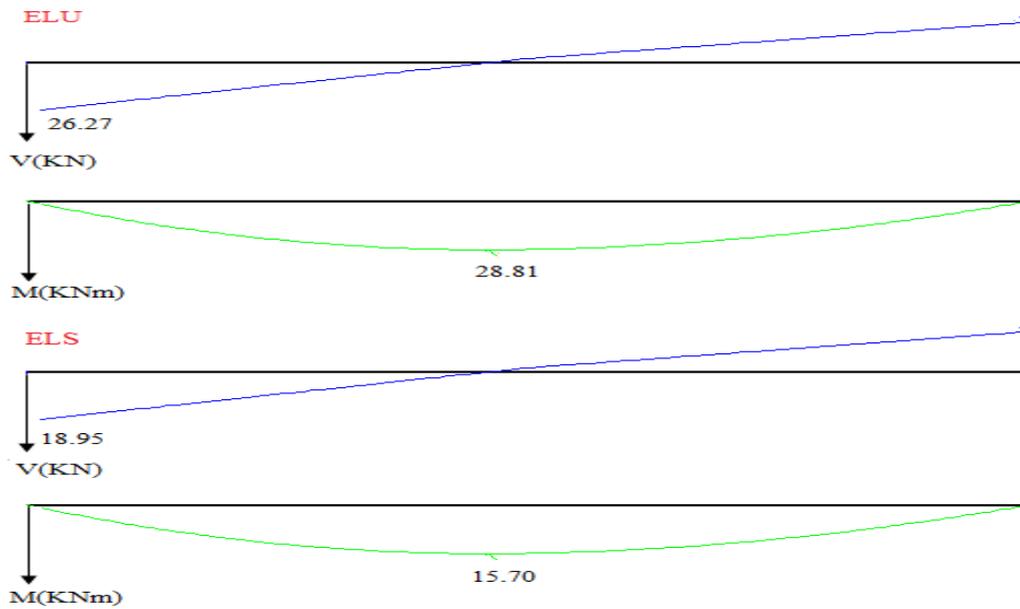


Figure III.26 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Ferrailage

$o = 15cm ; d = 0.9 o = 13.5cm$

$\Phi \leq \frac{o}{10} = 13.5mm$

- Ferrailage longitudinal :

➡ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{(0.135)^2 \times 14.20} = 0,0674$$

➡ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 2.67$$

$$\mu_{lu} = [3440 (2.67) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.736$$

$\mu_{bu} = 0,0674 < \mu_{lu} = 0,736$ ➡ $A' = 0$

$\mu_{bu} = 0,0674 < 0,275$ ➡ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,135[1 - 0,6(0,0674)] = 0,1295 \text{ m} = 12.95cm$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{0.1295 \times 348} = 3.87 \text{ cm}^2$$

On adopte :

4T12 = 4.52 cm²

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{6.54 \times 10^{-3}}{(0.135)^2 \times 14.20} = 0,0253$$

➡ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.39) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296$$

$$\mu_{bu} = 0,0253 < \mu_{lu} = 0,296 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,135[1 - 0,6(0,0296)] = 0,1329 \text{ m} = 13.29 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6.54 \times 10^{-3}}{0.1329 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage transversal**

$$A_T = A_s/4 = 1.13 \text{ cm}^2,$$

On adopte : $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

d) Vérifications diverses

Les vérifications sont conduites conformément aux règles CBA93 et BAEL91

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau} = \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26.27 * 10^3}{1 \times 0.135} = 0,19 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad C.V$$

- **Vérification à ELS**

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \end{cases}$$

- Résultats regroupés dans un tableau :

Position	M_s [kN.m]	A_s (cm ²)	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	12.56	4.52	3.65	8199.03	5.59	Vérifiée
Sur appui	4.71	2.26	2.71	4610.09	2.77	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{360} = 0,0416 > 0,0625$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0,0416 > 0,266$ nonverifié

2) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13,5} = 0,00334 \leq 0,0105$ verifié

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

Avec :
$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 3,60 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I0 [BAEL, 91]:

$$I_0 = \frac{b \cdot^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{\bar{}}{2} \quad d \right)^2 + A'_s \left(\frac{\bar{}}{2} \quad d' \right)^2 \right]$$

- Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{vi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164.20\text{MPa} ; E_v = 10818.86\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ²	I_{FI} cm ⁴	I_{Fv} cm ⁴
12.56	4.52	0.00334	205.83	6.29	2.51	0.24	30565.8	13397.51	20982.51

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.377\text{cm} \\ f_v = 0.717\text{cm} \end{array} \right\} \implies \Delta f = f_v - f_i = 0.34$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72\text{cm}$$

$$\implies \Delta f = 0.34\text{cm} < \bar{f} = 0.72\text{cm}$$

• Pour V2

a) Sollicitations

Le calcul est pris pour une bande de 1m

	q_u	q_s
	$1,35G+1,5Q$ (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

b) Calcul à l'ELU

On calcul l'escalier comme une poutre appuyée sur la poutre d'étage et sur la poutre palière brisée .

Suivant le schéma statique ci-après :

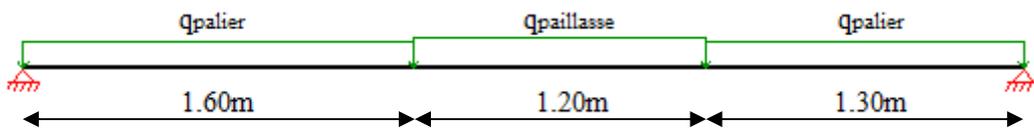


Figure III.27: Schémas statiques de la 2^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

Tableau III.11: les efforts internes de la 2^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

	ELU		ELS	
$M_{max}(KN.m)$	28.04		20.19	
$M(KN.m)$	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$	$M_t=0.8M_{u_{max}}$	$M_a=0,3M_{s_{max}}$
	22.43	8.41	16.43	6.06
$V(KN)$	25.54		18.34	

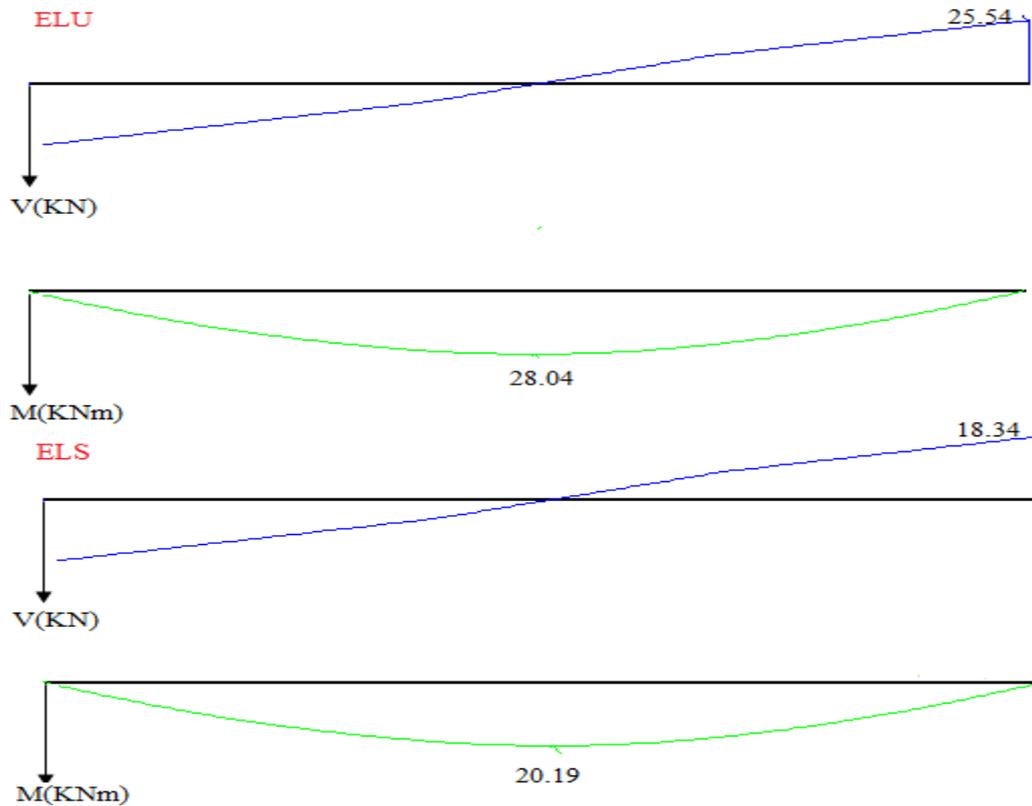


Figure III.28 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Ferrailage

$o = 15cm ; d = 0.9 o = 13.5cm$

$\Phi \leq \frac{o}{10} = 13.5mm$

Tableau III.12: Ferrailage de la 2^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

	M_u	μ	Z	A_s	A_{sad}	choisie	A_t	A_{tad}	choisie
travée	22.43	0.0866	12.89	5.00	5.65	5T12	1.41	1.51	3T8
appui	8.41	0.0325	11.27	2.14	2.36	3T10	0.59	1.01	2T8

d) Vérifications

	M_{ser}	τ	$\bar{\tau}$	$\tau < \bar{\tau}$	A_s	Y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}} < 1$
travée	16.43	0.189	3.33	C.V	5.65	10.55	39879.91	4.34	15	C.V
appui	6.06	0.189	3.33	C.V	2.36	4.41	5783.90	4.62	15	C.V

• Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0,036 > 0,0625$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,036 > 0,266$ nonverifié

2) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13,5} = 0,00334 \leq 0,0105$ verifié

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	I ₀ cm ²	I _{FI} cm ⁴	IFv cm ⁴
16.43	5.65	0.0042	215.40	5	2	0.36	31176	12247.71	19938.14

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.7cm \\ f_v = 1.28cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.58$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.58cm < \bar{f} = 0.82cm \Rightarrow CV$$

• Pour V3

a) Sollicitations

le calcul est pris pour une bande de 1m

	q _u	q _s
	1,35G+1,5Q (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

b) Calcul à l'ELU

On calcul l'escalier comme une poutre appuyée sur la poutre d'étage et sur la poutre palière brisée .

Suivant le schéma statique ci-après :



Figure III.29: Schémas statiques de la 3^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

Tableau III.13: les efforts internes de la 3^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

	ELU		ELS	
$M_{max}(KN.m)$	19.08		13.71	
$M(KN.m)$	$M_t=0.8M_{umax}$	$M_a=0,3M_{smax}$	$M_t=0.8M_{umax}$	$M_a=0,3M_{smax}$
	15.26	5.72	10.97	4.11
$V(KN)$	31.49		22.67	

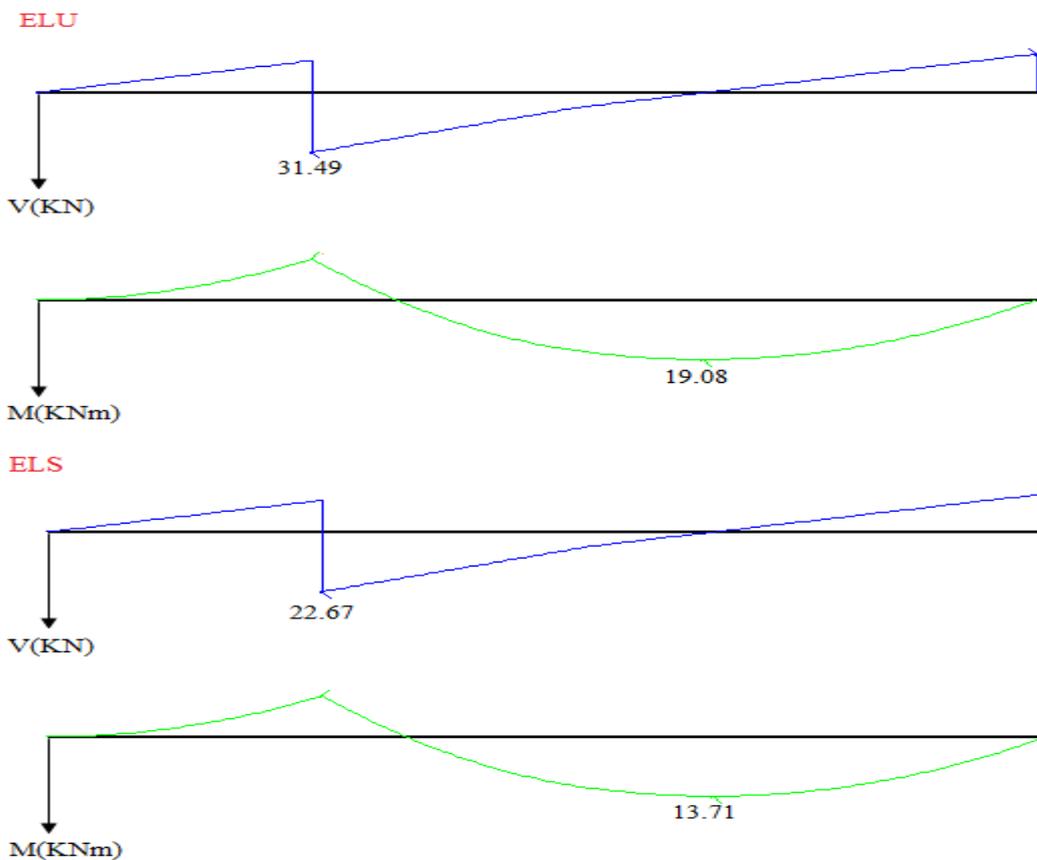


Figure III.30 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Ferrailage

$o = 15cm ; d = 0.9 o = 13.5cm$

$\Phi \leq \frac{o}{10} = 13.5mm$

Tableau III.14: Ferrailage de la 3^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier.

	M _u	μ	Z	A _s	A _{sad}	choisie	A _t	A _{tad}	choisie
travée	15.26	0.059	12.12	3.62	4.52	4T12	1.13	1.51	3T8
appui	5.72	0.022	13.32	1.23	1.57	2T10	0.39	1.01	2T8

d) Vérifications

	M _{ser}	τ	$\frac{\tau}{\tau}$	$\frac{\tau}{\tau} <$	A _s	Y	I	σ _{bc}	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} <$
travée	10.97	0.233	3.33	C.V	4.52	9.12	26585.72	3.76	15	C.V
appui	4.11	0.233	3.33	C.V	1.57	2.3	3359.68	2.81	15	C.V

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{563} = 0,0266 > 0,0625$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,0266 > 0,266$ nonverifié

2) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13,5} = 0,00334 \leq 0,0105$ verifié

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ cm ²	□□□ □□ ⁴	□□□ □□ ⁴
10.97	4.52	0.00334	179.78	6.29	2.51	0.18	30565.8	15768.87	23159.1

$f_f = 0.685cm$
 $f_v = 1.387cm$

$\Delta f = f_v - f_i = 0.702$

$$\bar{f} = 0.5cm + \frac{L}{1000} \text{ Car } L=5.63m > 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{563}{1000} = 1.063cm$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.702cm < \bar{f} = 1.063cm \Rightarrow CV$$

- **Type II (escalier droit+orienté)**

a) Sollicitations

Le calcul est pris pour une bande de 1m

	q _u	q _s
	1,35G+1,5Q (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

b) Calcul à l'ELU

On calcul l'escalier comme une poutre appuyée sur la poutre d'étage et sur la poutre palière brisée .

Suivant le schéma statique ci-après :

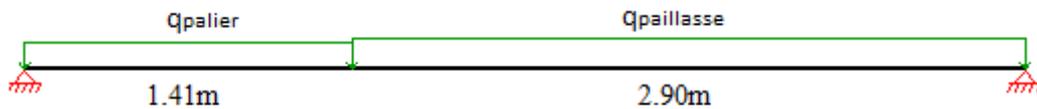


Figure III.31: Schémas statiques du 2^{ème} type d'escalier.

Tableau III.15: les efforts internes du 2^{ème} escalier.

	ELU		ELS	
M _{max} (KN.m)	34.34		24.79	
M(KN.m)	Mt=0.8M _{umax}	Ma=0,3M _{smax}	Mt=0.8M _{umax}	Ma=0,3M _{smax}
	27.47	10.30	19.83	7.44
V(KN)	32.96		23.82	

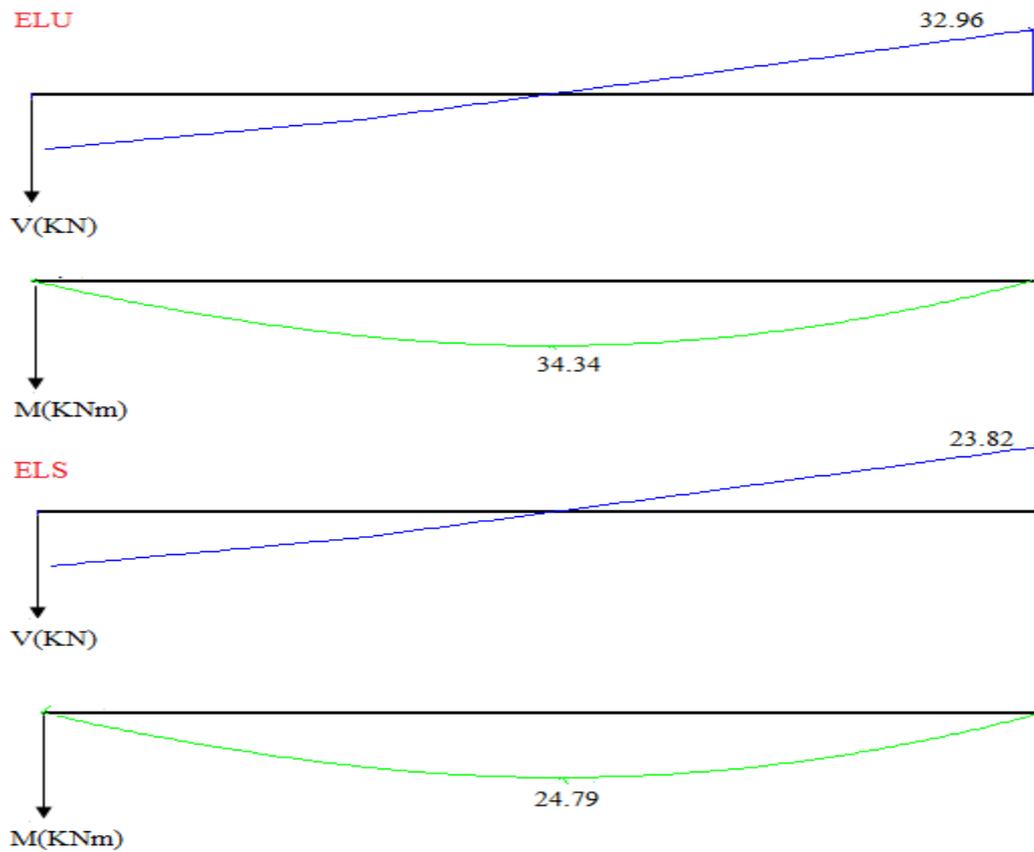


Figure III.32: diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Ferrailage

$h_0 = 15\text{cm} ; d = 0.9h_0 = 13.5\text{cm}$

$\leq \frac{h_0}{10} = 13. \text{ cm}$

Tableau III.16: Ferrailage du 2^{ème} type d'escalier.

	M_u	μ	Z	A_s	A_{sad}	choisie	A_t	A_{tad}	choisie
travée	27.47	0.11	12.24	6.45	6.78	6T12	1.69	2.01	4T8
appui	10.30	0.039	12.74	2.32	3.14	4T10	0.79	1.01	2T8

d) Vérifications :

	M_{ser}	τ	$\frac{\tau}{\tau}$	$\frac{\tau}{\tau} <$	A_s	Y	I	σ_{bc}	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} <$
travée	19.83	0.244	3.33	C.V	6.78	4.32	11257.88	10.52	15	C.V
appui	7.44	0.244	3.33	C.V	3.14	3.06	6088.69	5.18	15	C.V

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{431} = 0,035 > 0,0625$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,035 > 0,266$ non vérifié

2) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13,5} = 0,00502 \leq 0,0105$ vérifié

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	I ₀ cm ²	I _{FI} cm ⁴	IFv cm ⁴
19.83	6.78	0.00502	216.65	4.18	1.67	0.41	31786.2	12884.08	20754.33

$$\left. \begin{array}{l} f_f = 0.889cm \\ f_v = 1.64cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.75$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{431}{500} = 0.86cm$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.75cm < \bar{f} = 0.82cm \Rightarrow CV$$

• **Type III (escalier droit)**

a) Sollicitations

le calcul est pris pour une bande de 1m

	q _u	q _s
	1,35G+1,5Q (KN/ml)	G+Q (KN/ml)
Palier	10.92	7.81
paillasse	15.82	11.44

b) Calcul à l'ELU

On calcul l'escalier comme une poutre appuyée sur la poutre d'étage et sur la poutre palière brisée .

Suivant le schéma statique ci-après :

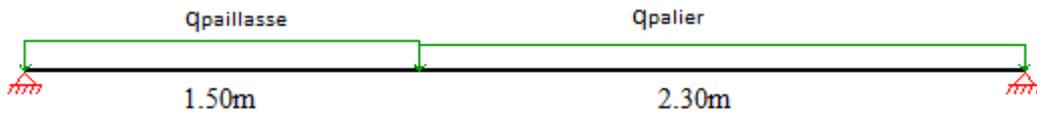


Figure III.33: Schémas statiques du 3^{ème} type d'escalier.

Tableau III.17: les efforts internes du 3^{ème} type d'escalier

	ELU		ELS	
$M_{max}(KN.m)$	22.56		16.21	
$M(KN.m)$	$Mt=0.8M_{umax}$	$Ma=0,3M_{smax}$	$Mt=0.8M_{umax}$	$Ma=0,3M_{smax}$
	18.05	6.77	12.96	4.86
$V(KN)$	26.65		19.21	

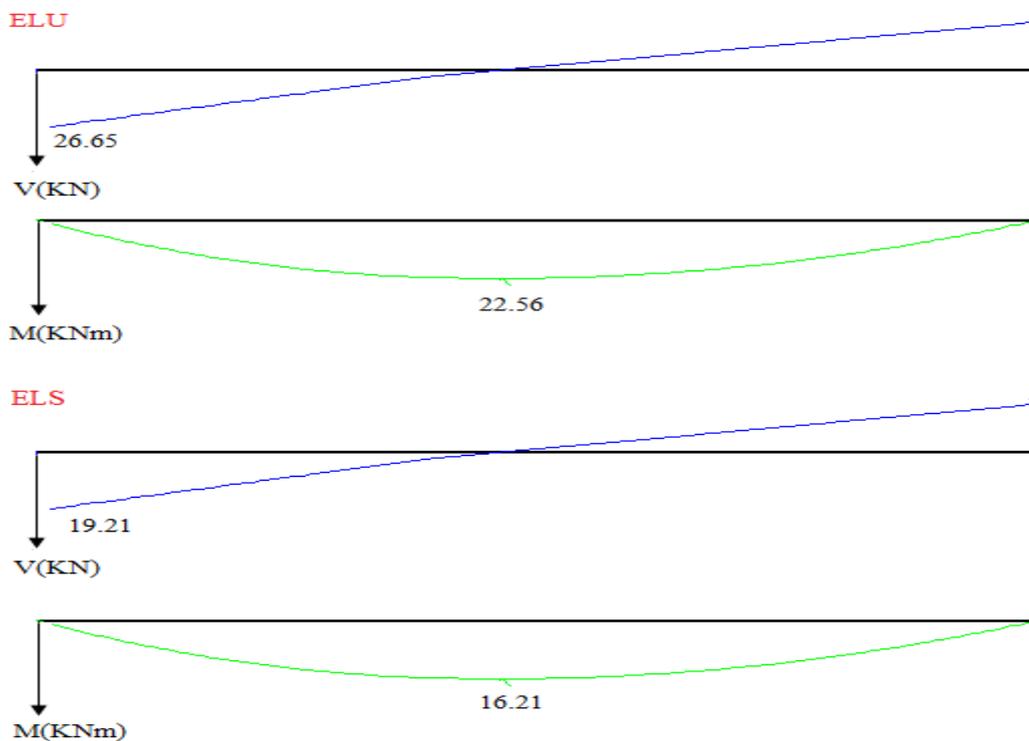


Figure III.34 : diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Ferrailage

$$d = 15\text{cm} ; d = 0.9 d_0 = 13.5\text{cm}$$

$$\leq \frac{d_0}{10} = 13.5\text{cm}$$

Tableau III.18: Ferrailage du 3^{ème} type d'escalier.

	M _u	μ	Z	A _s	A _{sad}	choisie	A _t	A _{tad}	choisie
travée	18.05	0.070	12.93	4.01	4.52	4T12	1.13	1.51	3T8
appui	6.77	0.026	13.28	1.52	2.01	4T8	0.502	1.01	2T8

d) Vérifications

	M _{ser}	τ	$\frac{\tau}{\tau}$	$\frac{\tau}{\tau} <$	A _s	Y	I	σ _{bc}	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} <$
travée	12.96	0.205	3.33	C.V	4.52	3.57	7545.75	6.51	15	C.V
appui	4.86	0.205	3.33	C.V	2.01	2.51	3844.82	3.17	15	C.V

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{380} = 0,039 > 0,0625$ ----- non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,039 > 0,266$ nonverifié

2) $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13,5} = 0,00335 \leq 0,0105$ verifié

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ cm ²	I _{Fl} cm ⁴	IF _v cm ⁴
12.96	4.52	0.00334	212.39	6.29	2.51	0.26	30565.8	12757.98	20345.14

$$\left. \begin{array}{l} f_f = 0.456\text{cm} \\ f_v = 0.850\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.394$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76cm$$

$$\implies \Delta f = 0.394cm < \bar{f} = 0.76cm \implies CV$$

• **Etude de la poutre palière**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées.

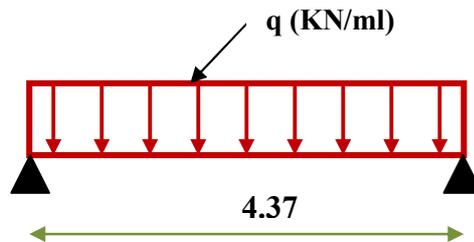


Figure III.35: schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

1) **Pré dimensionnement de la poutre palière**

Selon le BAEL 91[2], les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 29.13cm < h < 43.7cm \implies h = 40 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 16 \text{ cm} < b < 28cm \implies b = 25cm. \end{array} \right.$$

On adopt: (b x h) = (30x40).

• **Verification:**

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots C.V. \\ b = 30cm \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V. \\ \frac{h}{b} = 1.33cm \leq 4 \dots\dots\dots C.V. \end{array} \right.$$

Nous prenons : h = 40 cm ; b = 30 cm.

2) **Chargement de la poutre palière**

La poutre palière est soumise à:

1. Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m.
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml}$.
3. Poids de la maçonnerie : $G_{mac} = 2.52 (3.06 - 0.3) \frac{1}{2} = 3.478 \text{ KN/ml}$.
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:
 - ELU: $R_b = 25.54 \text{ KN}$.
 - ELS: $R_b = 18.35 \text{ KN}$.

3) Combinaison de charge

- À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (3+3.478) + 25.54 = 34.29 \text{ KN/ml.}$$

- À l'ELS :

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 3 + 3.478 + 18.35 = 24.83 \text{ KN/ml.}$$

4) Calcul des sollicitations

- À l'ELU :

- Moment isostatique:

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 34.29 \times \frac{(4.37)^2}{8} = 81.85 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant:

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.29 \times 4.37}{2} = 74.92 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 81.85 = -24.56 \text{ KN.m} \implies M_a = -24.56 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 81.85 = 65.48 \text{ KN.m} \implies M_t = 65.48 \text{ KN.m}$

- À l'ELS:

- Moment isostatique:

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 24.83 \times \frac{(4.37)^2}{8} = 59.27 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant:

$$V_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{24.83 \times 4.37}{2} = 54.25 \text{ KN}$$

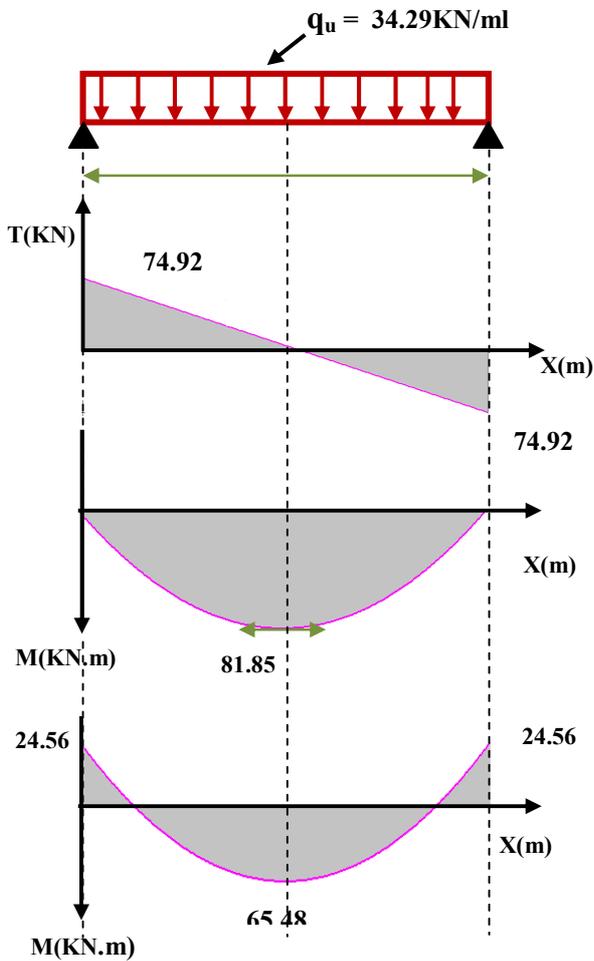
Pour tenir compte de semi encastrement:

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 59.27 = -17.78 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 59.27 = 47.42 \text{ KN.m}$

5) Diagramme des moments et des efforts tranchants

À l'ELU :



À l'ELS :

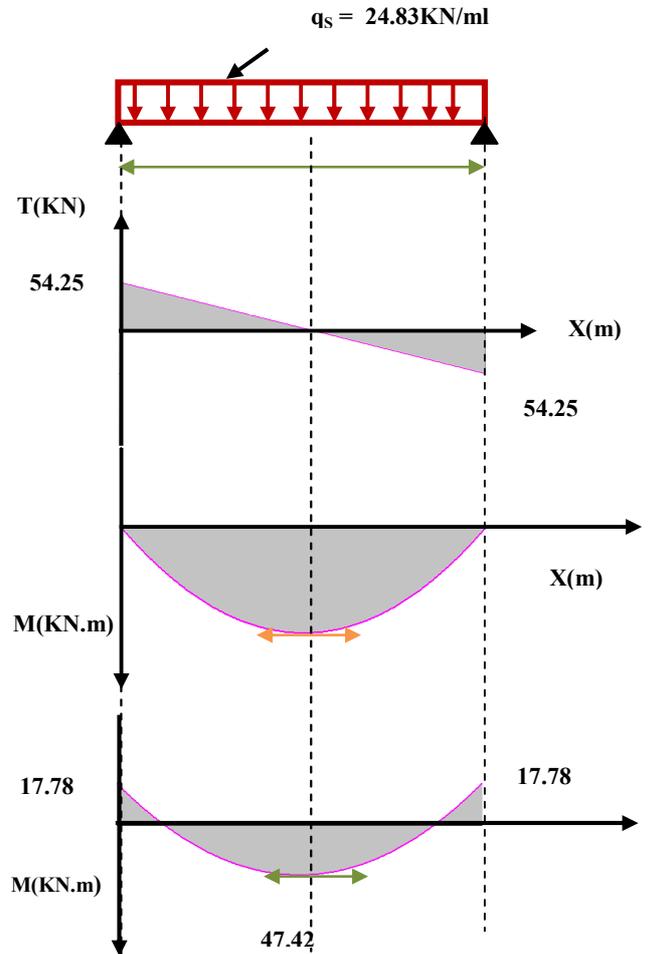


Figure III.36: Diagramme des moments et des efforts tranchants .

6) Calcul des armatures :

➡ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{24.56 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.20} = 0,044$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6 \cdot (0,044)] = 0,3505 \text{ m} = 35,05 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{24,56 \times 10^{-3}}{0,3505 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$2\text{HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h = 15 cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

 En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{65,48 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14,20} = 0,119 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1,38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6(0,119)] = 0,3343 \text{ m} = 33,43 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{65,48 \times 10^{-3}}{0,3343 \times 348} = 5,63 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

7) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

En appuis: $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  C.V

En travée: $A_t = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$  C.V

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases}$$

$$V_u^{\max} = 74.92 \text{ KN}$$

$$\text{c) } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{74.92 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.36} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier } F_e 400, \text{ haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{74.92 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.36 \cdot \pi \cdot 4 \cdot 0.014} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a: } \bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \tau_{se} = 1.32 < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

Donc: pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Influence sur le béton :** (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

$$T_u^{\max} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$a=0,9d$ (longueur de l'appui)

$$T_u^{\max} = 74.92 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \times (25/1,5) \times 0,9 \times 36 \times 30 \times 10^{-1} = 648 \text{ KN}$$

$$T_u = 74.92 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 648 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inferieurs**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 74.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 24.56 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15 \cdot 10}{400} \left(74.92 + \frac{24.56}{0,9 \times 0,36} \right) = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.16 \text{ cm}^2 \geq 4.33 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(32,4, 40) = 32,4\text{cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \implies A_t \geq \frac{b x S_t x 0,4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 30 \cdot 25}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

8) Vérification à L'ELS

- a) **Etat limite de déformation (la flèche) :** (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{40}{437} = 0,09 \geq 0,0625 \implies \text{C.V} \\ \blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{40}{437} = 0,09 \leq 0,266 \implies \text{CNV} \\ \blacksquare \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{6,16}{30 \times 36} = 0,0057 \leq 0,0105 \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

Tel que : M_t : moment dans les travers

M_u : moment d'une poutre isostatique

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91].

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=3,60 \text{ m} < 5\text{m}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL, 91]:

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} + d' \right)^2 \right]$$

- Moment d'inertie fictive d'après BAEL 91.

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164.20\text{MPa} ; E_v = 10818.86\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Mser (kN. m)	As (cm ²)	δ	σs (MPa)	λi	λv	μ	I ₀ cm ²	I _{fi} cm ⁴	I _{fv} cm ⁴
47.42	6.16	0.0057	213.83	3.68	1.47	0.47	39654.4	15980.30	25796.82

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.092\text{cm} \\ f_v = 0.169\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 0.077$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{437}{500} = 0.874\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.077\text{cm} < \bar{f} = 0.874\text{cm}$$

b) Contrainte de compression dans le béton ELS:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2$$

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A'_S)}{7,5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M ser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
travée	47.42	6.16	70495.09	12.13	67.27	8.16	15	C. Vérifié
appui	17.78	2.26	31697.17	7.96	56.09	4.46	15	C. Vérifié

Chapitre IV:

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but de ce travail est d'effectuer une étude parasismique comparative d'une structure en béton armé dans deux différentes zone sismique, la première zone est la zone IIa qui est considéré comme une zone se sismicité faible quand à la deuxième c'est la zone III qui est une zone de forte sismicité afin d'évaluer les différents facteurs qui influent sur la structure. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. Modélisation

Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de (DDL) 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.

a) Détermination des fréquences et modes 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.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

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

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA) nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

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

En reportant 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 quelque 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 . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

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

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

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

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (N) modes des 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 $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.3. La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.7

a) Modélisation de la rigidité:

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

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

b) Modélisation de la masse

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.

• Présentation du logiciel ETABS

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc).

De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

- **Etapes de modélisation**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1^{er} étape :

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

- 2^{ème} étape :

Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

- 3^{ème} étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

- 4^{ème} étape :

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

- 5^{ème} étape :

Définition et attribution des combinaisons de charges.

- 6^{ème} étape :

Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.

- 7^{ème} étape :

Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des élément et calcul de ferraillage

- **Présentation de la vue en 3D**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donné la vue en 3D suivante :

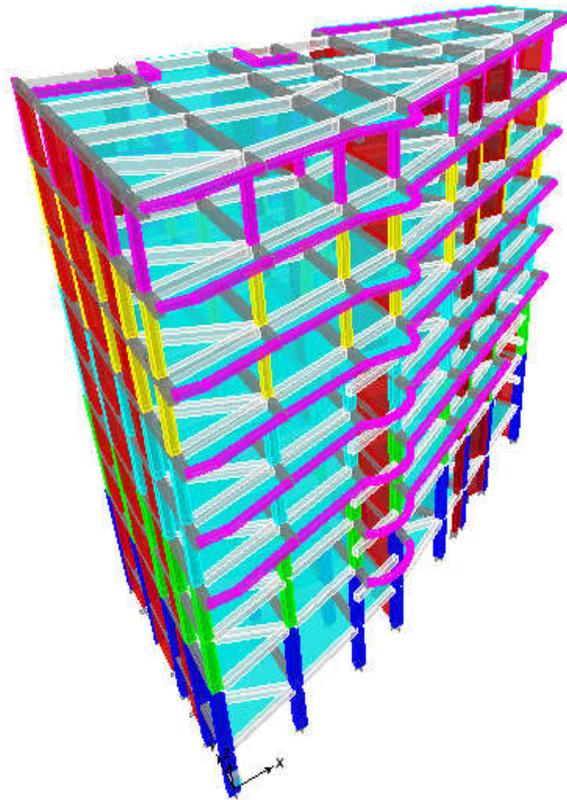


Figure IV.1 : la vue en 3D

- Présentation de la vue en plan

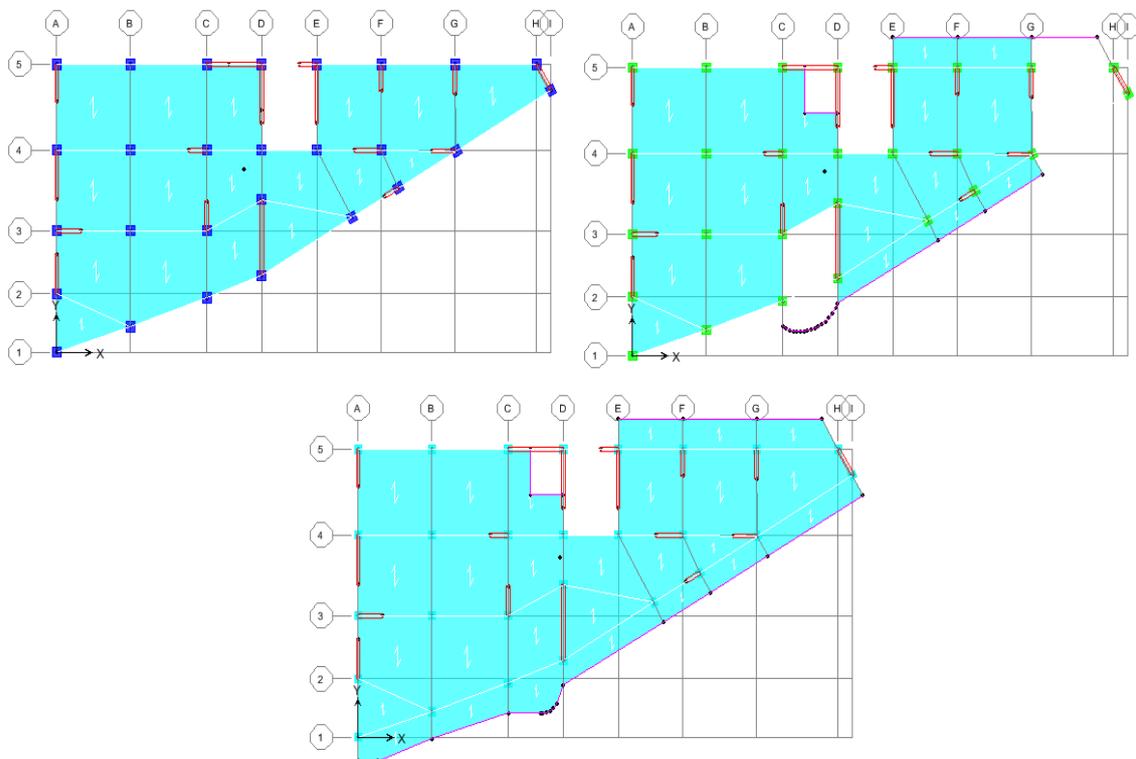


Figure IV.2 : vue en plan

IV.4. Choix de la disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du (RPA99/V2003).

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontal qui peu solliciter la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

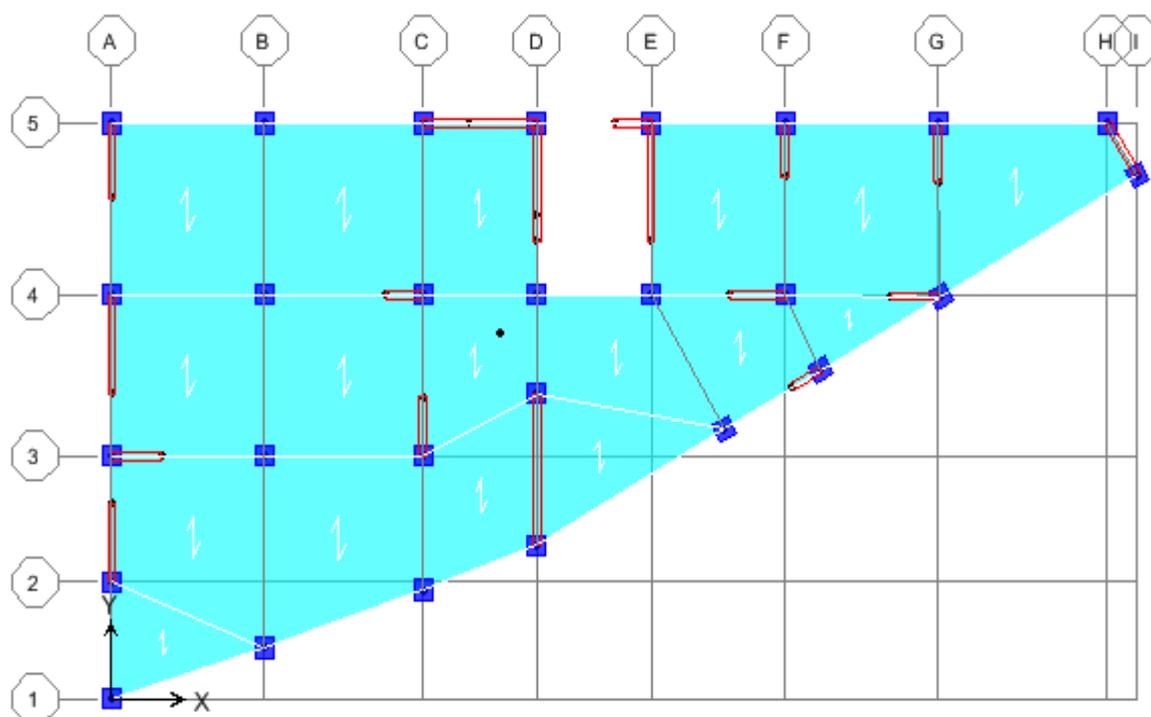


Figure IV.3 : La disposition des voiles.

IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure

a) Excentricité théorique

Tableau IV.1 : Excentricité théorique

Etage	masse	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
SS	257.8173	10.572	9.324	10.528	12.849	0.044	3.525
RDC	243.089	10.593	9.499	10.359	13.293	0.234	3.794
ETAGE 1	239.1086	10.838	9.346	10.151	13.128	0.687	3.782
ETAGE 2	263.4724	11.462	9.287	9.905	12.911	1.557	3.624
ETAGE 3	258.1609	11.37	9.251	9.658	12.716	1.712	3.465
ETAGE4	250.6545	11.351	9.116	9.414	12.534	1.937	3.418
ETAGE5	239.9004	11.584	9.051	9.177	12.37	2.407	3.319
ETAGE6	236.3248	11.591	9.042	8.949	12.226	2.642	3.184
ETAGE7	271.4566	11.602	8.892	8.766	12.129	2.836	3.237

b) Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x = 0.05 \times 28.25 = 1.413 \\ e_{ay} = 5\%L_y = 0.05 \times 14.98 = 0.749 \end{cases}$$

Donc : $e = \max (e_{xacc}; e_{yacc}, e_{xth}, e_{yth}) = 3.794m$

IV.6. Caractéristique dynamique de la variante

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.762069	35.9068	10.668	35.9068	10.668	28.7011	28.7011
2	0.548722	32.9871	33.2633	68.8939	43.9313	6.5836	35.2847
3	0.477181	6.6883	27.6729	75.5822	71.6042	39.2143	74.499
4	0.277565	0.0018	0.0069	75.584	71.6111	0.0005	74.4995
5	0.277033	0.0056	0.0068	75.5895	71.6179	0.0006	74.5001
6	0.261845	0.0007	0.0077	75.5902	71.6256	0.0003	74.5003
7	0.261462	0.0455	0.1966	75.6357	71.8222	0.0087	74.509
8	0.254856	0.0205	0.0483	75.6562	71.8705	0.0027	74.5117
9	0.219705	7.0056	1.3143	82.6618	73.1849	3.8632	78.375
10	0.144163	5.6942	3.273	88.356	76.4579	5.7351	84.11
11	0.136245	0.0986	10.6537	88.4546	87.1116	3.1029	87.2129
12	0.101956	2.6815	0.3027	91.1361	87.4143	1.4236	88.6365

IV.7. Calcul de la période fondamentale

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) : $h_N = 28.56$ m

C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a mixte portiques /voiles avec interaction.

D'où : $C_T = 0.050$

Donc : $T = 0,050 \times (28.56)^{3/4} = 0.62$ s $T = 0.62$ s

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.76$ s)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.62$ sec)

- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.76$ sec $< 1.3 (0.62) = 0.806$ sec \Rightarrow condition vérifiée.

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X avec une légère rotation de période $T_1 = 0,762$ s

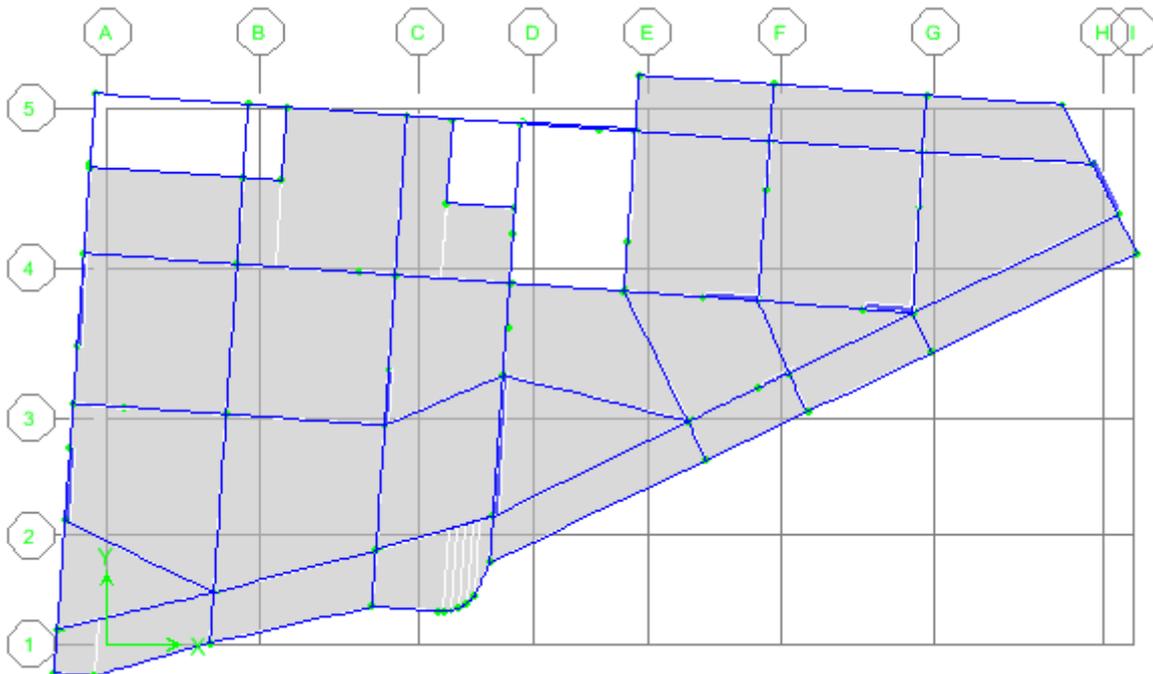


Figure IV.4 : 1^{ER} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X et Y de période $T_1=0,548$ s

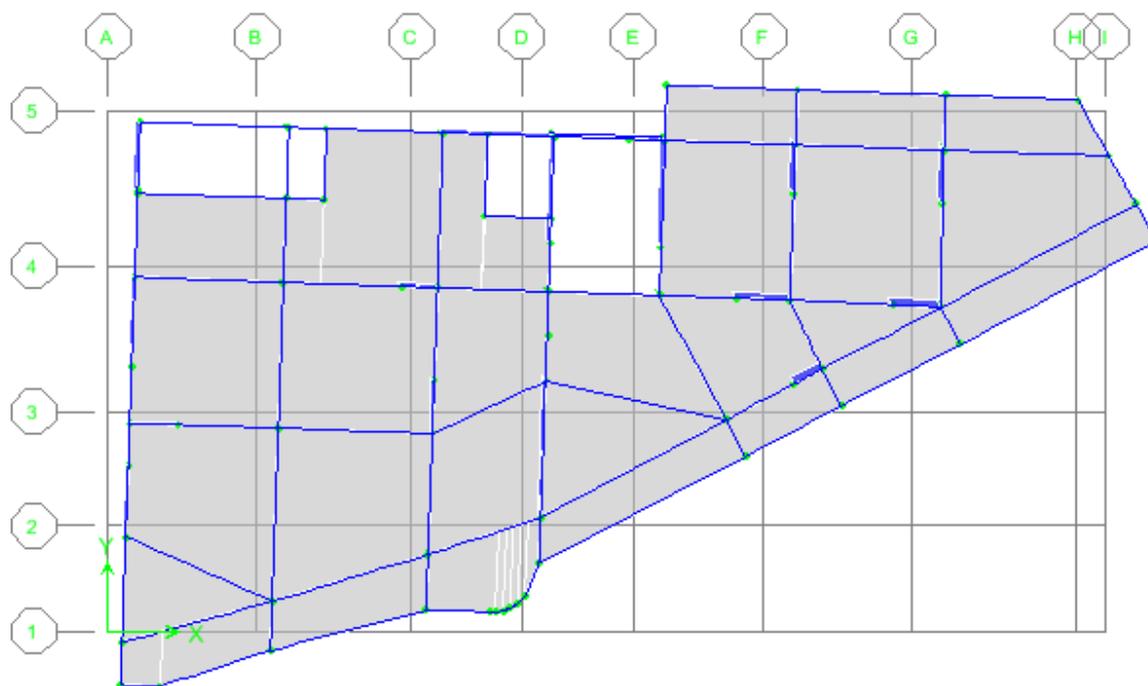


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation de période $T_3=0,477$

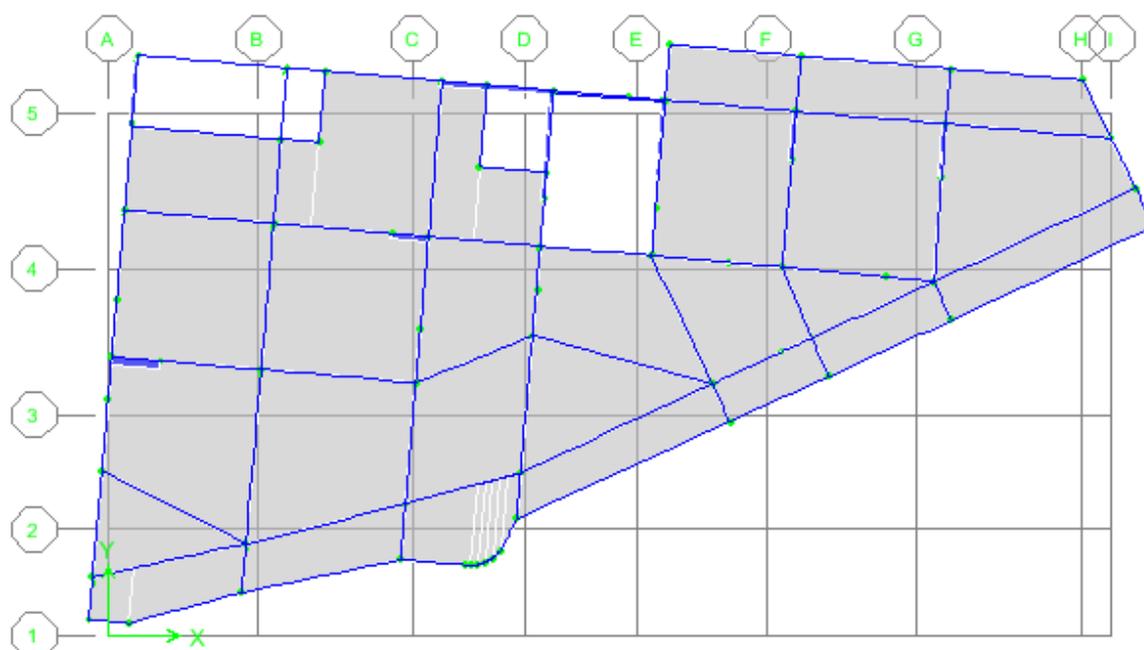


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de vibration induit par la disposition des voiles.

IV.8. L'étude sismique

IV.8.1. Dans la zone IIa

IV.8.1.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- **Choix de la méthode de calcul**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur

au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

✓ Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 23 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

- Classification de l'ouvrage :
- Zone sismique : Zone IIa «Bouira »

Groupe d'usage : groupe 2(Ouvrages courants ou d'importance moyenne : Bâtiments d'habitation collective, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels ou Parkings de stationnement publics dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.)

- Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- Système structurel : voiles-portiques.

IV.8.1.2. Application la méthode dynamique modale spectrale

IV.8.1.2.1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone IIa
Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow A = 0.15$

r_i : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

- Facteur de qualité :

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Donc : $Q = 1.20$

IV.8.1.2.2. Choix de coefficient de comportement R

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

- **Charge verticale**

Tableau IV.4: Comportement de système de contreventement sous charge verticales.

Niveau	Charges (KN)		($\%$) Pourcentage	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	11358.05	21840.77	34.21	65.79

- **Charge horizontale**

Tableau IV.5: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales.

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	Fx(KN)	Fy(KN)	Fx(KN)	Fy(KN)	Fx	Fy	Fx	Fy
Niveau 1	1380.62	1265.63	188.77	93.58	87.97	93.12	12.03	6.88

– **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

On obtient le spectre de repense suivant :

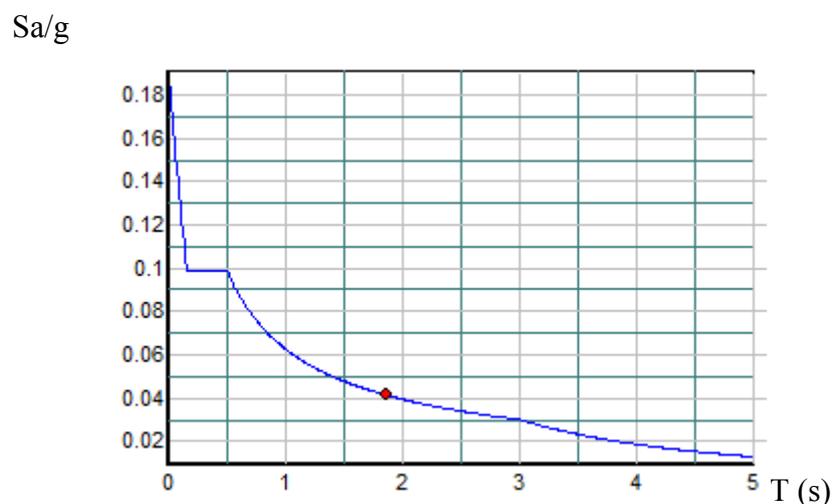


Figure IV.7: Diagramme de spectre de calcul de la zone IIa.

IV.8.1.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$$

- Sens longitudinal

Tableau IV.6: L'effort tranchant (Sens longitudinal)

Mode	Période	$\alpha_i\%$	$W_i(\text{KN})$	g/S_a	Vix (KN)
1	0.762069	35.9068	22599.845	0.075	608.62
2	0.548722	32.9871	22599.845	0.093	693.32
3	0.477181	6.6883	22599.845	0.099	149.64
4	0.277565	0.0018	22599.845	0.099	0.04
5	0.277033	0.0056	22599.845	0.099	0.16
6	0.261845	0.0007	22599.845	0.099	0.02
7	0.261462	0.0455	22599.845	0.099	1.02
8	0.254856	0.0205	22599.845	0.099	0.46
9	0.219705	7.0056	22599.845	0.099	156.74
10	0.144163	5.6942	22599.845	0.102	131.26
11	0.136245	0.0986	22599.845	0.107	2.38
12	0.101956	2.6815	22599.845	0.127	76.96

- Sens transversal :

Tableau IV.7 : L'effort tranchant (Sens transversal).

Mode	Période	$\alpha_i\%$	$W_i(\text{KN})$	gS_a	$V_{iy}(\text{KN})$
1	0.762069	10.668	22599.845	0.075	180.82
2	0.548722	33.2633	22599.845	0.093	699.12
3	0.477181	27.6729	22599.845	0.099	619.15
4	0.277565	0.0069	22599.845	0.099	0.15
5	0.277033	0.0068	22599.845	0.099	0.15
6	0.261845	0.0077	22599.845	0.099	0.17
7	0.261462	0.1966	22599.845	0.099	4.4
8	0.254856	0.0483	22599.845	0.099	1.08
9	0.219705	1.3143	22599.845	0.099	29.41
10	0.144163	3.273	22599.845	0.102	75.45
11	0.136245	10.6537	22599.845	0.107	257.63
12	0.101956	0.3027	22599.845	0.127	8.69

Tableau4.4 : L'effort tranchant (Sens transversal)

IV.8.1.2.4. Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99)

- a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$)

Vérifie la relation suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul $K = 12$)

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau IV.8 : Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période	r	$10/(10 + \sqrt{\xi\xi})$	Observation
1	0.762069	0.72004241	0.588	C.N.V
2	0.548722	0.8696225	0.588	C.N.V
3	0.477181	0.58167655	0.588	C.V
4	0.277565	0.99808333	0.588	C.N.V
5	0.277033	0.94517621	0.588	C.N.V
6	0.261845	0.9985373	0.588	C.N.V
7	0.261462	0.97473438	0.588	C.N.V
8	0.254856	0.86207505	0.588	C.N.V
9	0.219705	0.65616622	0.588	C.N.V
10	0.144163	0.94507606	0.588	C.N.V
11	0.136245	0.74832838	0.588	C.N.V
12	0.101956	0.71287476	0.588	C.N.V

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$Ex = 1328.59 \text{ KN}$$

$$Ey = 1109.36 \text{ KN}$$

IV.8.1.3. Méthode statique équivalente

IV.8.1.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_i \quad \Longrightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right. \Longrightarrow A = 0.15$

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Longrightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de catégorie S3 \Longrightarrow (Site meuble : S3)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

donc : $\xi = 7\%$ $\Longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
 $\eta = 0,88$

Avec D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

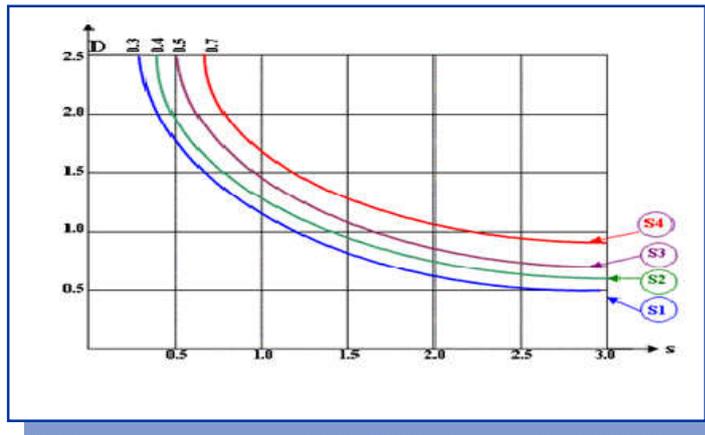


Figure IV.8 : Facture d'amplification dynamique.

a) - sens longitudinale : $L_x = 28.25 \text{ m}$ $\Rightarrow T_x = 0.76 \text{ sec}$

b) - sens transversale : $L_y = 14.98 \text{ m}$ $\Rightarrow T_x = 0.54 \text{ sec}$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 (0.50 / 0.76)^{2/3} = 1.66$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 (0.50 / 0.54)^{2/3} = 2.06$$

À partir du tableau 4.4 de RPA 99/version 2003 on trouve : $Q = 1.20$

- $R=3.5$ coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/version 2003

W_t : Poids total de la structure : 22599.845 KN

• Tableau récapitulatif :

paramètres	A	η	Q	Dx	Dy	R	Wt (KN)
valeurs	0.15	0.88	1.2	1.66	2.06	3.5	22599.845

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$, On trouvera :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.66}{3.5} \times 22599.845 = 1929.38 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.2 \times 2.06}{3.5} \times 22599.845 = 2394.29 \text{ KN}$$

Tableau IV.9 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

V_x (KN)	V_y (KN)
1929.38	2394.29

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

V_d		V_s		$0.8V_s$		Vérification	
Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
971.63	1003.46	1929.38	2394.29	1543.504	1915.432	CNV	CNV

Remarque :

On a trouvé $V_d < 0.8V_s$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8V_s/V_d$ et on trouve dans notre cas :

Suivant x-x : $0.8V_s/V_d = 1.59$

Suivant y-y : $0.8V_s/V_d = 1.91$

IV.8.1.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

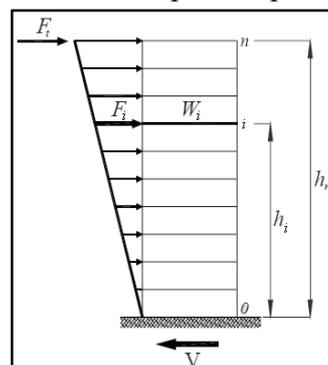
Avec :

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.



W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans notre cas $T = 0.76 < 0.7s$ donc $F_t = 0.07TV$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant

- Sens longitudinal :

Tableau VI.11 : Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal.

x-x					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
SS	2578.173	3.06	1544.89	82.19	31.45
RDC	2430.89	7.14	1544.89	82.19	69.19
1ER	2391.086	10.2	1544.89	82.19	97.23
2EM	2634.724	13.26	1544.89	82.19	139.28
3EM	2581.609	16.32	1544.89	82.19	167.96
4EM	2506.545	19.38	1544.89	82.19	193.66
5EM	2399.004	22.44	1544.89	82.19	214.61
6EM	2363.248	25.5	1544.89	82.19	240.24
7EM	2714.566	28.56	1544.89	82.19	309.07
Somme	22599.845	/	/	/	1462.7
$V = F_t + \sum F_i = 1544.89$					

- Sens transversal :

Tableau IV.12: Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal.

y-y					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
SS	2578.173	3.06	1916.61	101.96	39.02
RDC	2430.89	7.14	1916.61	101.96	85.84
1ER	2391.086	10.2	1916.61	101.96	120.62
2EM	2634.724	13.26	1916.61	101.96	172.79
3EM	2581.609	16.32	1916.61	101.96	208.38
4EM	2506.545	19.38	1916.61	101.96	240.25
5EM	2399.004	22.44	1916.61	101.96	266.25
6EM	2363.248	25.5	1916.61	101.96	298.05
7EM	2714.566	28.56	1916.61	101.96	383.44
Somme	22599.845	/	/		1814.65
$V = F_t + \sum F_i = 1916.61$					

IV.8.1.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/v.2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13: Vérification des déplacements inter-étage.

Niv	δ_{eK}		R	$\delta_K = R \delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (cm)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		$R\delta_x$	$R\delta_y$	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)		
9	1.9242	3.481	3.5	3.73	12.18	1.32	2.41	306	3,06
8	1.5463	2.7920	3.5	5.41	9.77	0.45	1.42	306	3,06
7	1.4168	2.3856	3.5	4.96	8.35	0.26	0.77	306	3,06
6	1.3413	2.1644	3.5	4.69	7.56	0.57	0.64	306	3,06
5	1.1788	1.9824	3.5	4.13	6.94	0.27	0.64	306	3,06
4	1.1006	1.7998	3.5	3.85	6.3	0.31	1.1	306	3,06
3	1.0112	1.4867	3.5	3.54	5.20	0.75	1.57	306	3,06
2	0.796	1.037	3.5	2.79	3.63	1.88	2.55	408	4,08
1	0.256	0.3087	3.5	0.91	1.08	0.91	1.08	306	3,06

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

IV.8.1.6. vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit

Etage	section	aire	n(kn)	Nrd	Nrd<0.3
7EM	30X30	0.09	267.58	0.12	CV
6EM	35X35	0.1225	469.78	0.15	CV
5EM	35X35	0.1225	672.52	0.22	CV
4EM	40X40	0.16	883.9	0.22	CV
3EM	40X40	0.16	1141.28	0.29	CV
2EM	45X45	0.2025	1407.32	0.28	CV
1ER	45X45	0.2025	1567.05	0.30	CV
RDC	50X50	0.25	1748.46	0.28	CV
SS	50X50	0.25	1954.67	0.30	CV

IV.8.1.7. vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le R.P.A 2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée : $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.9.R.P.A 2003) .

P_K : poids totale des charges permanentes et des charges d'exploitation situés au dessus de niveau K .

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Si $0,10 < k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $1/(1- k)$.

Si $k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.15: vérification de l'effet P-Δ .

Niv	h _k	P _k	V _k		Δ _k		θ	
			V _x	V _y	Δ _x	Δ _y	θ _x	θ _y
9	306	2714.57	267.29	354.62	1.32	2.41	0.0439026	0.0603203
8	306	5077.81	448.28	594.34	0.45	1.42	0.0167686	0.0397186
7	306	7476.82	597.75	780.11	0.26	0.77	0.0108052	0.0242465
6	306	9983.36	732.51	934.68	0.57	0.64	0.0253313	0.0222375
5	306	12564.97	849.12	1067.9	0.27	0.64	0.0132404	0.0245736
4	306	15199.7	945.18	1184.53	0.31	1.1	0.0164362	0.0459459
3	306	17590.78	1014.04	1270.53	0.75	1.57	0.0427162	0.0712311
2	408	20021.67	1063.12	1328.17	1.88	2.55	0.0865924	0.0941793
1	306	22599.84	1078.51	1344.64	0.91	1.08	0.0623079	0.0593365

Commentaire :

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

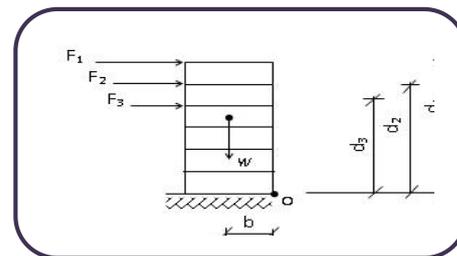
IV.8.1.8. Vérification de non renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$



M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

- Moment de renversement :

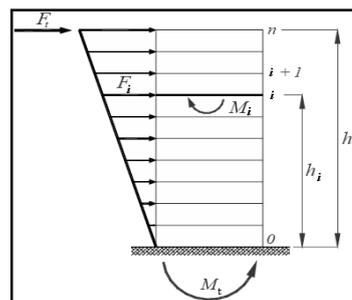


Tableau IV.16 : Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.

Niveau	Sens X-X			Sens Y-Y		
	h_i (m)	F_{ix} (KN)	M_r	h_i (m)	F_{iy} (KN)	M_r
8	28.56	309.07	8827.0392	28.56	383.43	10950.761
7	25.5	240.24	6126.12	25.5	298.05	7600.275
5	22.44	214.61	4815.8484	22.44	266.25	5974.65
4	19.38	193.66	3753.1308	19.38	240.25	4656.045
3	16.32	167.96	2741.1072	16.32	208.38	3400.7616
2	13.26	139.28	1846.8528	13.26	172.79	2291.1954
1	10.2	97.23	991.746	10.2	120.62	1230.324
RDC	7.14	69.19	494.0166	7.14	85.84	612.8976
SS	3.06	31.45	96.237	3.06	39.02	119.4012
	Σ		29692.098	Σ		36836.311

- Moment de stabilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 19.09 - 10.99 = 19.06 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 19.09 - 11.12 = 3.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

b : les point les plus éloigner par rapport au centre de gravite pour les deux direction

Tableau IV.17 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.

Niveau	Sens X-X			Sens Y-Y		
	b_x (m)	W (KN)	M_s (KN.m)	B_y (m)	W (KN)	M_s
8	19.06	2714.566	51739.628	3.76	2714.566	10206.76
7	19.06	2363.248	45043.507	3.76	2363.248	8885.812
5	19.06	2399.004	45725.016	3.76	2399.004	9020.255
4	19.06	2506.545	47774.748	3.76	2506.545	9424.609
3	19.06	2581.609	49205.468	3.76	2581.609	9706.849
2	19.06	2634.724	50217.839	3.76	2634.724	9906.562
1	19.06	2391.086	45574.099	3.76	2391.086	8990.483
RDC	19.06	2430.89	46332.763	3.76	2430.89	9140.146
SS	19.06	2578.173	49139.977	3.76	2578.173	9693.930
			430753.05			84975.41

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV.18 : Vérification d'équilibre d'ensemble

	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r	vérification>1.5
Sens X-X	430753.05	29692.098	14.5073295	C.V
Sens Y-Y	84975.417	36863.311	2.3051488	C.V

Conclusion :

On a (M_s > 1,5 M_r), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

IV.8.2. Dans la zone III

IV.8.2.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

b- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante :
$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- **Choix de la méthode de calcul**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

✓ Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 23 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

- Classification de l'ouvrage :
- Zone sismique : Zone III

Groupe d'usage : groupe 2(Ouvrages courants ou d'importance moyenne : Bâtiments d'habitation collective, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels ou Parkings de stationnement publics dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.)

- Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- Système structurel : voiles-portiques.

IV.8.2.2. Application la méthode dynamique modale spectrale

IV.8.2.2.1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone III }
Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow A = 0.25$

r_i : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 s ; T_2 = 0,50 s$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

- Facteur de qualité

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.19: valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

→ Donc : $Q = 1.20$

IV.8.2.2.2. Choix de coefficient de comportement R

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

- **Charge verticale**

Tableau IV.20: Comportement de système de contreventement sous charge verticales.

Niveau	Charges (KN)		($\%$) Pourcentage	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	11358.05	21840.77	34.21	65.79

- **Charge horizontale**

Tableau IV.21: Comportement du système de contreventement sous charge horizontales.

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x	F _y	F _x	F _y
Niveau 1	1380.62	1265.63	188.77	93.58	87.97	93.12	12.03	6.88

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3.5$

On obtient le spectre de repense suivant :

Sa/g

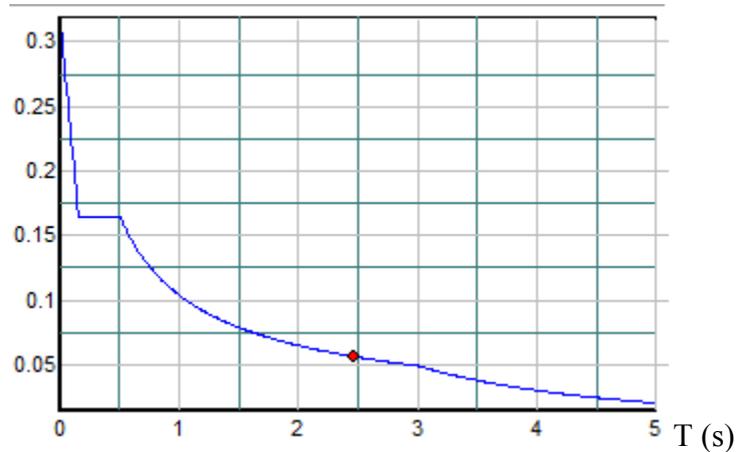


Figure IV.9 : Diagramme de spectre de calcul de la zone III.

IV.8.2.2.3. Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$$

- Sens longitudinal :

Tableau IV.22: L'effort tranchant (Sens longitudinal).

Mode	Period	UX	Wt (KN)	Sa/g	Vix (KN)
1	0.762069	35.9068	22599.845	0.125	1014.36
2	0.548722	32.9871	22599.845	0.155	1155.53
3	0.477181	6.6883	22599.845	0.165	249.40
4	0.277565	0.0018	22599.845	0.165	0.07
5	0.277033	0.0056	22599.845	0.165	0.21
6	0.261845	0.0007	22599.845	0.165	0.03
7	0.261462	0.0455	22599.845	0.165	1.7
8	0.254856	0.0205	22599.845	0.165	0.76
9	0.219705	7.0056	22599.845	0.165	261.24
10	0.144163	5.6942	22599.845	0.17	218.77
11	0.136245	0.0986	22599.845	0.194	4.32
12	0.101956	2.6815	22599.845	0.212	128.48

- Sens transversal :

Tableau IV.23 : L'effort tranchant (Sens transversal).

Mode	Période	UY	Wt (KN)	Sa/g	Viy (KN)
1	0.762069	10.668	22599.845	0.125	301.37
2	0.548722	33.2633	22599.845	0.155	1165.21
3	0.477181	27.6729	22599.845	0.165	1031.92
4	0.277565	0.0069	22599.845	0.165	0.26
5	0.277033	0.0068	22599.845	0.165	0.25
6	0.261845	0.0077	22599.845	0.165	0.29
7	0.261462	0.1966	22599.845	0.165	7.33
8	0.254856	0.0483	22599.845	0.165	1.80
9	0.219705	1.3143	22599.845	0.165	49.01
10	0.144163	3.273	22599.845	0.17	125.75
11	0.136245	10.6537	22599.845	0.194	467.1
12	0.101956	0.3027	22599.845	0.212	14.50

IV.8.2.2.4. Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99)

- d) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$)

Vérifie la relation suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$

- e) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul $K = 12$)

- f) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Tableau IV.24: Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période	r	$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	0.762069	0.72004241	0.588	C.N.V
2	0.548722	0.8696225	0.588	C.N.V
3	0.477181	0.58167655	0.588	C.V
4	0.277565	0.99808333	0.588	C.N.V
5	0.277033	0.94517621	0.588	C.N.V
6	0.261845	0.9985373	0.588	C.N.V
7	0.261462	0.97473438	0.588	C.N.V
8	0.254856	0.86207505	0.588	C.N.V
9	0.219705	0.65616622	0.588	C.N.V
10	0.144163	0.94507606	0.588	C.N.V
11	0.136245	0.74832838	0.588	C.N.V
12	0.101956	0.71287476	0.588	C.N.V

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$E_x = 2214.33 \text{ KN}$$

$$E_y = 1858.06 \text{ KN}$$

IV.8.2.3. Méthode statique équivalente

IV.8.2.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_i \quad \Longrightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \Longrightarrow A = 0.25$

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Longrightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de catégorie S3 \Longrightarrow (Site meuble : S3)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\Longrightarrow \xi$: est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

donc : $\xi = 7\%$ $\Longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
 $\Longrightarrow \eta = 0,88$

Avec D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sens longitudinale : $L_x = 28.25 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.76 \text{ sec}$

b) - sens transversale : $L_y = 14.98 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.54 \text{ sec}$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 (0.50/0.76)^{2/3} = 1.66$$

$$D_y = 2.5 \times 0,88 (0.50/0.54)^{2/3} = 2.06$$

À partir du tableau 4.4 de RPA 99/version 2003 on trouve : $Q = 1.20$

- $R=3.5$ coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/version 2003

W_t : Poids total de la structure : 22599.845 KN

• Tableau récapitulatif :

paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	W_t (KN)
valeurs	0.25	0.88	1.2	1.66	2.06	3.5	22599.845

En appliquant l'équation $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$, On trouvera :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.66}{3.5} \times 22599.845 = 3215.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.2 \times 2.06}{3.5} \times 22599.845 = 3990.49 \text{ KN}$$

Tableau IV.25 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

V_x (KN)	V_y (KN)
3215.63	3990.49

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.26: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

V_d		V_s		$0.8V_s$		vérifier	
Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1664.79	1717.37	3215.63	3990.48	2572.504	3192.384	CNV	CNV

Remarque :

On a trouvé $V_d < 0.8V_s$, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dans le rapport $0.8V_s/V_d$ et on trouve dans notre cas :

Suivant x-x : $0.8V_s/V_d = 1.55$

Suivant y-y : $0.8V_s/V_d = 1.85$

IV.8.2.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

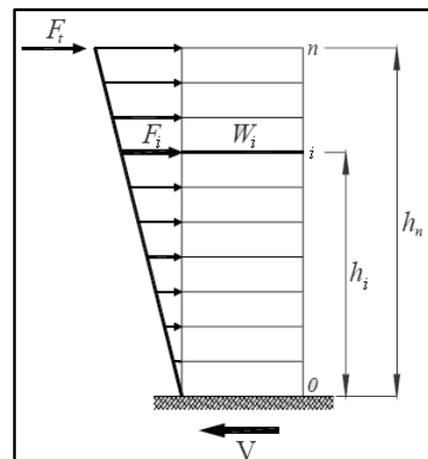
h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans notre cas $T = 0.76 < 0.7s$ donc $F_t = 0.07TV$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :



- Sens longitudinal :

Tableau VI. 27: Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal.

x-x					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
SS	2578.173	3.06	2580.42	137.65	52.52
RDC	2430.89	7.14	2580.42	137.65	115.56
1ER	2391.086	10.2	2580.42	137.65	162.38
2EM	2634.724	13.26	2580.42	137.65	232.59
3EM	2581.609	16.32	2580.42	137.65	280.50
4EM	2506.545	19.38	2580.42	137.65	323.41
5EM	2399.004	22.44	2580.42	137.65	358.41
6EM	2363.248	25.5	2580.42	137.65	401.22
7EM	2714.566	28.56	2580.42	137.65	516.17
Somme	22599.845	/	/	/	2442.78
$V = Ft + \sum Fi = 2580.42$					

- Sens transversal :

Tableau IV.28: Distribution de la résultante des forces sismiques Sens transversal.

y-y					
Etage	W(KN)	hi (m)	Vi	Ft	Fi (KN)
SS	2578.173	3.06	3177.13	169.48	64.67
RDC	2430.89	7.14	3177.13	169.48	142.29
1ER	2391.086	10.2	3177.13	169.48	199.93
2EM	2634.724	13.26	3177.13	169.48	286.39
3EM	2581.609	16.32	3177.13	169.48	345.37
4EM	2506.545	19.38	3177.13	169.48	398.20
5EM	2399.004	22.44	3177.13	169.48	441.29
6EM	2363.248	25.5	3177.13	169.48	494
7EM	2714.566	28.56	3177.13	169.48	635.53
Somme	22599.845	/	/	/	3007.65
$V = Ft + \sum Fi = 3177.13$					

IV.8.2.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - RPA99/v.2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/v.2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.29 : Vérification des déplacements inter-étage.

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R \delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (cm)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		$R\delta_x$	$R\delta_y$	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)		
9	3.1981	5.7570	3.5	11.19	20.15	2.15	3.15	306	3,06
8	2.5848	4.8572	3.5	9.05	17.00	0.84	2.77	306	3,06
7	2.3456	4.0652	3.5	8.21	14.23	0.45	1.72	306	3,06
6	2.217	3.5744	3.5	7.76	12.51	0.89	1.07	306	3,06
5	1.9656	3.2688	3.5	6.88	11.44	0.47	1.10	306	3,06
4	1.8322	2.9545	3.5	6.41	10.34	0.61	1.86	306	3,06
3	1.6593	2.4222	3.5	5.81	8.48	1.28	2.60	306	3,06
2	1.2922	1.6781	3.5	4.22	5.87	3.06	4.14	408	4.08
1	0.4191	0.4964	3.5	1.47	1.74	1.47	1.74	306	3,06

Conclusion

Les résultats obtenus montrent que le déplacement relatifs inter-étage au niveau 2 n'est pas vérifié.

IV.8.2.6. vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.30 : Vérification de l'effort normal réduit

Etage	section	aire	n(kn)	Nrd	Nrd<0.3
7EM	30X30	0.09	267.58	0.12	CV
6EM	35X35	0.1225	469.78	0.15	CV
5EM	35X35	0.1225	672.52	0.22	CV
4EM	40X40	0.16	883.9	0.22	CV
3EM	40X40	0.16	1141.28	0.29	CV
2EM	45X45	0.2025	1407.32	0.28	CV
1ER	45X45	0.2025	1567.05	0.30	CV
RDC	50X50	0.25	1748.46	0.28	CV
SS	50X50	0.25	1954.67	0.30	CV

IV.8.2.7. vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le R.P.A 2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée : $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.9.R.P.A 2003) .

P_K : poids totale des charges permanentes et des charges d'exploitation situés au dessus de niveau K .

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Si $0,10 < k < 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $1/(1-k)$.

Si $k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.31: vérification de l'effet P-Δ .

Niv	h _k	P _k	V _k		Δ _k		θ	
			V _x	V _y	Δ _x	Δ _y	θ _x	θ _y
9	306	2714.5669	636.83	831.33	2.15	3.15	0.0296712	0.0337204
8	306	5077.8149	1071.17	1398.3	0.84	2.77	0.0128581	0.0329913
7	306	7476.8189	1430.45	1842.28	0.45	1.72	0.0075158	0.0228123
6	306	9983.3639	1753.03	2213.71	0.89	1.07	0.0161914	0.0157695
5	306	12564.973	2032.08	2532.02	0.47	1.10	0.0092952	0.0178388
4	306	15199.697	2262.7	2806.87	0.61	1.86	0.0131716	0.0330927
3	306	17630.587	2427.64	3006.8	1.28	2.60	0.0301415	0.0500128
2	408	20208.76	2544.2	3139.51	3.06	4.14	0.0591837	0.0654735
1	306	22599.846	2580.42	3177.13	1.47	1.74	0.0400702	0.0404481

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

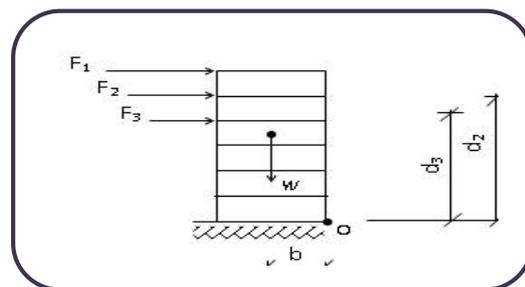
IV.8.2.8. Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

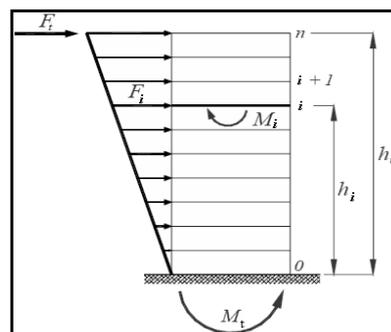
M_s : moment stabilisant est égal à :

$$M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$$



M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



- Moment de renversement :

Tableau IV. 32: Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.

Niv	Sens x-x			Sens y-y		
	h_i (m)	F_{ix} (KN)	M_r	h_i (m)	F_{iy} (KN)	M_r
8	28.56	52.52	1499.9712	28.56	64.67	1846.9752
7	25.5	115.55	2946.525	25.5	142.27	3627.885
6	22.44	162.37	3643.5828	22.44	199.92	4486.2048
5	19.38	232.6	4507.788	19.38	286.38	5550.0444
4	16.32	280.5	4577.76	16.32	345.37	5636.4384
3	13.26	323.41	4288.4166	13.26	398.2	5280.132
2	10.2	358.41	3655.782	10.2	441.29	4501.158
RDC	7.14	401.22	2864.7108	7.14	493.99	3527.0886
SS	3.06	516.16	1579.4496	3.06	635.52	1944.6912
	Σ		29563.986	Σ		36400.618

- Moment de stabilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 19.09 - 10.99 = 19.06 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 19.09 - 11.12 = 3.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

b : les point les plus éloigner par rapport au centre de gravite pour les deux direction

Tableau IV.33 : Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.

Niv	Sens x-x			Sens y-y		
	b_x (m)	W (KN)	M_s (KN.m)	b_y (m)	W (KN)	M_s (KN.m)
1	19.06	2714.566	51739.628	3.76	2714.566	10206.768
2	19.06	2363.248	45043.507	3.76	2363.248	8885.8125
5	19.06	2399.004	45725.016	3.76	2399.004	9020.255
4	19.06	2506.545	47774.748	3.76	2506.545	9424.6092
3	19.06	2581.609	49205.468	3.76	2581.609	9706.8498
2	19.06	2634.724	50217.839	3.76	2634.724	9906.5622
1	19.06	2391.086	45574.099	3.76	2391.086	8990.4834
RDC	19.06	2430.89	46332.763	3.76	2430.89	9140.1464
SS	19.06	2578.173	49139.977	3.76	2578.173	9693.9305
			430753.05			84975.417

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV. : Vérification d'équilibre d'ensemble

	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r	vérification>1.5
Sens X-X	430753.05	19563.986	22.017653	C.V
Sens Y-Y	84975.417	36400.618	2.3344498	C.V

On a (M_s > 1,5 M_r), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

IV.8.3. Conclusion

D'après les résultats obtenues dans cette étude dynamique dans les deux zones (zone IIa et zone III), on a constaté que :

- Le spectre de réponse de calcul n'est pas le même dans les deux zone sismique.
- Il y a une augmentation des efforts tranchants à la base dans la zone III.
- Il y a aussi une augmentation des efforts sismiques dans la zone III.
- La Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur diffère.
- Les déplacements relatifs inter-étage ne sont pas vérifiés au niveau de la zone III.

On peut donc en conclure qu'une zone sismique a un effet important sur le comportement d'un bâtiment en béton armé.

Chapitre V:

Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Ce pendant ces derniers doivent être étudié conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

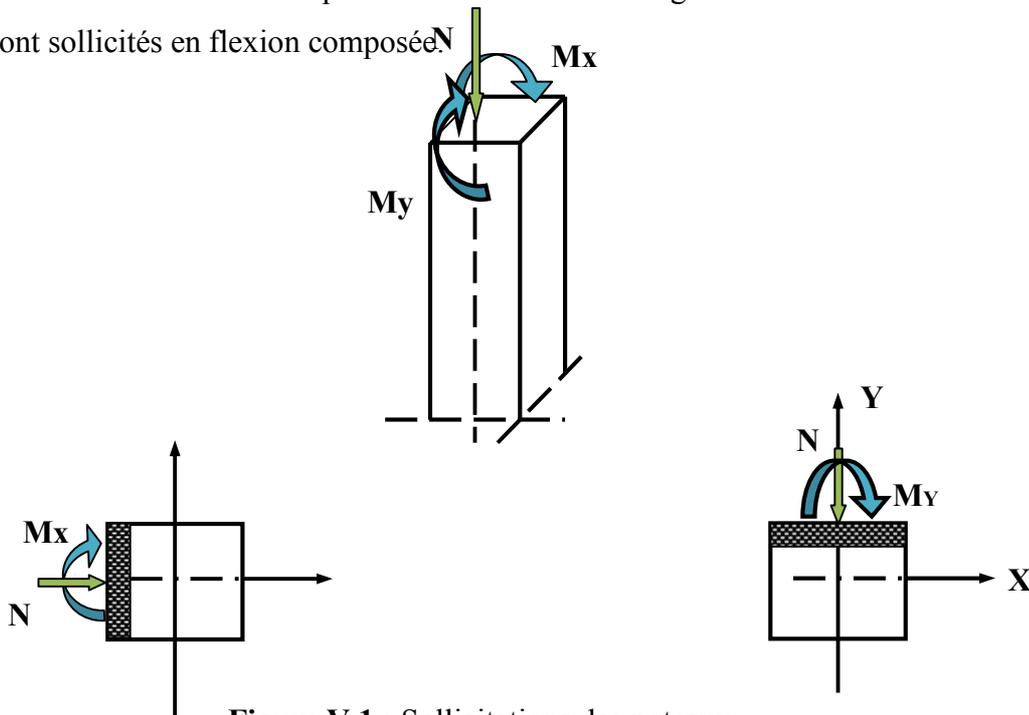


Figure V.1 : Sollicitations des poteaux.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 : (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$
- Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

V.2.1. Ferrailage longitudinale

- **Recommandations de l'RPA99/V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8%zonella
- Leur pourcentage maximal : $\left\{ \begin{array}{l} 3\%.b.h.....zone.courante. \\ 6\%.b.h.....zone.recouvrement. \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $L_r = 40\phi$ en zone II a.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- **Recommandations du «BAEL99/V2003»**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton= $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{f_e} b_0.d. \frac{e-0,45d}{e-0,185d}$$

- **Ferrailage minimum d'après le CBA93**

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.2: Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{enf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	50x50	5	125	2,72	20.00	75	150
Zone 2	45x45	4,05	101,25	2,2	16,20	60,75	121,5
Zone 3	40x40	4	80	1,74	12.80	48	96
Zone 4	35x35	4	61,25	1,33	9.80	36,75	73,5
Zone 5	30x30	4	45	0.98	7.20	36,75	73,5

Etant donné que la structure comporte quatre (05) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- Zone 1 : SS et RDC étage pour les poteaux de dimensions (50X50)
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)
- Zone 3 : 3^{eme} et 4^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)
- Zone 4 : 5^{eme} et 6^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (35X35)
- Zone 5: 7^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (30X30)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- N_{max} et M correspondant.
- N_{min} et M correspondant.
- M_{max} et N correspondant.

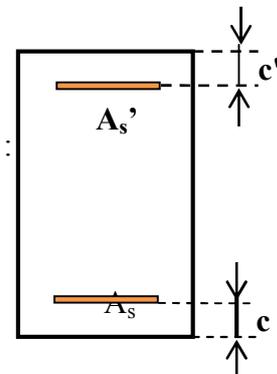
• **Exemple de calcul :**

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7 et à partir de la combinaison la plus défavorable :

On considère comme exemple le ferrailage des poteaux au niveau de S.SOL et ayant les caractéristiques suivantes :

- Le poteau le plus sollicité c'est le C22 (Zone 1)
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison $G+Q \pm E_x$:

- $C=C'=3\text{cm}$.
- $S=50 \times 50(\text{cm}^2)$.
- $L= 3.06 \text{ m}$.
- $d = 0.9\text{hcm} = 0.45\text{m}$
- $N_{max}= 1954.67\text{KN}$. $M_{corr} = 10.81\text{KN.m}$.
- $M_u = 18.09\text{KN.m}$. $M_{ser} = 13.21\text{KN.m}$.



e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = 0.005 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\implies e_1 = (0.005) + 0.02 = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\implies d - h/2 = 0.20 \text{ m}$$

$e_0 < d - h/2 \implies$ Section entièrement tendues

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$l_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$l_f / h = 4.28 < \max(15; 4) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en flexion composée.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi=2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s}\right) = 0.87$$

$$\text{D'ou: } e_2 = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = (0.025) + 0,01 = 0.035 \text{ m.}$$

$\implies e = 6 \text{ cm}$ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$\begin{cases} M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1954.67 \times (0,035) = 68.41 \text{ KN.m} \\ N_{\text{max}} = 1954.67 \text{ KN.} \\ M_{\text{corr}} = 68.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 68.41 + 1954.67 \times (0.45 - 0.5/2) = 459.344 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{459.344 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45^2 \times 21.74} = 0.208$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{d}{d} \left(1 - 0.4 \frac{d}{d}\right) = 0.50$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \implies$ la section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{LU} = 10^{-4} (3440 \times \gamma + 49 \times 25 - 3050)$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.38) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0,208 < \mu_{lu} = 0,292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,208 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,45[1 - 0,6(0,208)] = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_u}{Z} \quad N_u \right] = \frac{1}{348} \left[\frac{18.09}{0.40} \quad 1954.67 \right] = 5.48 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \frac{(e-0.45d)}{(e-0.185d)} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.8\% b x = 0.008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2 \text{ (En zone IIa).}$$

$$A_{ad} = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min RPA}) = 20.00 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures**

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

a) Situation durable

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	N _{max} =1536.81	M _{cor} =85.36	50x50	0	2,72	20	8T20
	N _{min} = 1272.47	M _{cor} =7.05		0			
	N _{cor} =1289.04	M _{max} =73.83		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	N _{max} =1226.52	M _{cor} =83.38	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T16
	N _{min} =1027.13	M _{cor} =60.72		0			
	N _{cor} = 1040.55	M _{max} =90.09		0			
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	N _{max} =883.02	M _{cor} =-74.70	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	N _{min} = 760.69	M _{cor} =60.88		0			
	N _{cor} = 883.02	M _{max} =-74.78		0			
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	N _{max} =514.68	M _{cor} =-57.40	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T14
	N _{min} = 455.98	M _{cor} =45.44		0			
	N _{cor} = 514.68	M _{max} =-57.40		0.14			
7 ^{ème} étage+ Niv.tech.	N _{max} =199.96	M _{cor} =24.68	30x30	0	1,33	7.2	8T14
	N _{min} = 185.06	M _{cor} =20.02		0			
	N _{cor} = 199.81	M _{max} =-35.70		0.94			

b) Situation accidentelle (0.8G±E)

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (0.8G±E) .

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	$N_{max}=1002.36$	$M_{cor} = 61.85$	50x50	0	2,72	20	8T20
	$N_{min} = 741.34$	$M_{cor} = 9.87$		0			
	$N_{cor} = 1002.36$	$M_{max}=61.85$		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$N_{max}=803.64$	$M_{cor} = -84.33$	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T16
	$N_{min} = 606.94$	$M_{cor} = 59.95$		0			
	$N_{cor} = 617.67$	$M_{max}=89.14$		0			
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$N_{max}=586.26$	$M_{cor} = -73.81$	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	$N_{min} = 466.05$	$M_{cor} = 59.02$		0			
	$N_{cor} = 586.26$	$M_{max}=73.80$		0			
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$N_{max}=353.30$	$M_{cor} = -53.46$	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T14
	$N_{min} = 296.14$	$M_{cor} = 42.33$		0			
	$N_{cor} = 353.30$	$M_{max} = 53.46$		0.14			
7 ^{ème} étage+ Niv.tech.	$N_{max}=141.27$	$M_{cor} = 21.08$	30x30	0	1,33	7.2	8T14
	$N_{min} = 127.56$	$M_{cor} = 16.78$		0			
	$N_{cor} = 141.12$	$M_{max} = 32.10$		0.94			

c) Situation accidentelle (GQ±E)

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (GQ±E)

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres
SS+RDC	$N_{max}=1954.67$	$M_{cor} = 10.80$	50x50	0	2,72	20	8T20
	$N_{min}=1932.31$	$M_{cor} = -6.75$		0			
	$N_{cor} = 1954.67$	$M_{max}=10.80$		0			
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$N_{max}=1567.05$	$M_{cor} = 4.58$	45x45	0	2,2	16.2	4T20+4T16
	$N_{min}=1548.94$	$M_{cor} = 2.10$		0			
	$N_{cor} = 1567.05$	$M_{max}=4.58$		0			
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$N_{max}=1141.28$	$M_{cor} = -6.82$	40x40	0	1,74	12.8	8T16
	$N_{min}=1126.97$	$M_{cor} = 8.52$		0			
	$N_{cor} = 1126.97$	$M_{max}=8.52$		0			
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$N_{max}=672.52$	$M_{cor} = -17.57$	35x35	0	1,33	9.8	4T16+4T14
	$N_{min} = 661.56$	$M_{cor} = 13.93$		0			
	$N_{cor} = 672.52$	$M_{max} = 17.57$		0.14			
7 ^{ème} étage+ Niv.tech.	$N_{max}=267.58$	$M_{cor} = 14.40$	30x30	0	1,33	7.2	8T14
	$N_{min} = 259.53$	$M_{cor} = 11.68$		0			
	$N_{cor} = 267.58$	$M_{max} = 14.40$		0.94			

- Choix des armateurs des poteaux :

Tableau V.6 : choix des armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} ZR (cm ²)	A _{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
SS+RDC	50 x 50	0	2,72	22.5	150	75	8T20	25.13
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45 x 45	0	2,2	18.22	121,5	60,75	4T20+4T16	20.61
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 x 40	0	1,74	14.4	96	48	8T16	16.08
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35 x 3)	0.14	1,33	11.02	73,5	36,75	4T16+4T14	14.20
7 ^{ème} étage+Niv.tech	30 x 30	1.28	1,33	11.02	73,5	36,75	8T14	12.32

V.2.2. Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule

suyvante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$

V_u: est l'effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g (\text{L'élancement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

- Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

La valeur maximale de l’espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ min(10φ, 15cm) en zone IIa
- Dans la zone courante : t' ≤ 15φ en zone IIa

Où φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- 8 cm en zone nodale
- 12 cm en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8\text{cm}$

• **Exemple de calcul :**

• **Zone courante:**

- Poteau de 50×50 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{0.5} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.28 < 5 \quad \text{donc } \rho_a = 3.75 \quad \lambda_g = 4.28 < 5$$

$$A_{t} = \frac{0.12 \times 3.75 \times 16.31 \times 10000}{0.50 \times 400000} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre 4T10 = 3.14 cm^2

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

$$\text{suit : } \lambda_g = 4.28 < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.48\% \Rightarrow \frac{3.14}{50 \times 12} = 0.52 > 0.48\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \phi_t = 15\text{cm}$

• **Zone nodale:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{0.5} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.28 < 5 \quad \text{donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_{t} = \frac{0.08 \times 3.75 \times 16.31 \times 10000}{0.50 \times 400000} = 0.25 \text{ cm}^2$$

La section minimale est égale a 0.3% (RPA2003)

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times 8 \times 50 = 1.20 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre 4 ϕ 10 = 3.14 cm^2

$$\lambda_g = 4.28 < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.48\% \Rightarrow \frac{3.14}{50 \times 8} = 0.78 > 0.48\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \phi_t = 10\text{cm}$.

- **Choix des armatures :**

Tableau V.7: Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).

ZONE NODALE				
Section	A_t calculé	Choix des armatures	A_t adopté	
(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
50x50	1.8	4T10	3.14	10
45x45	1.62	4T10	3.14	10
40x40	1.44	4T10	3.14	10
35x35	1.26	4T10	3.14	10
35x35	1.08	4T10	3.14	10

Tableau V.8 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).

ZONE COURANTE				
Section	A_t calculé	Choix des armatures	A_t adopté	
(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm)
50x50	1.20	4T10	3.14	15
45x45	1.08	4T10	3.14	15
40x40	0.96	4T10	3.14	15
35x35	0.84	4T10	3.14	15
30x30	0.72	4T10	3.14	15

V.2.3. Vérification

- **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes

Section	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KNm)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
50x50	1412.92	7.73	5.28	6.02	15	Vérifiée
45x45	1133.53	3.35	5.38	5.82	15	Vérifiée
40x40	816.55	6.23	4.52	5.69	15	Vérifiée
35x35	481.22	10.17	2.51	5.35	15	Vérifiée
30x30	189.53	8.43	0.23	3.98	15	Vérifiée

- **Contraintes tangentielles:** (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

section	V _u (KN)	τ	λ_g	$\tau_{bu}(MPa)$	$\overline{\tau}_u(MPa)$	vérification
50x50	16.31	0.065	4.284	1.87	3.33	Vérifiée
45x45	18.75	0.093	4.76	1.87	3.33	Vérifiée
40x40	18.85	0.117	5.35	1	3.33	Vérifiée
35x35	19.11	0.156	6.12	1	3.33	Vérifiée
30x30	20.57	0.228	7.14	1	3.33	Vérifiée

- **Vérification au flambement**

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{max} = 1954.67 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.14 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0052}{0,25}} = 0,144\text{m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0,144 \quad \Rightarrow \quad x_x = y_y = 19,86$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \quad \Rightarrow \quad \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,80$$

On vérifier que :

$$B_r \geq N_{\max} / \Delta [(f_{c28} / 0,9\gamma_b) + (f_e / 100\gamma_s)]$$

$$B_r \geq 1085,92 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (50 - 0,3)^2 = 2470,09 \text{ cm}^2 \geq 1085,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

- **Vérification de l'effort normal ultime**

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- Calcul de N_{ultim} :

$$N_{ELU} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,80 \left[\frac{0,2470 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 25,13 \cdot 10^{-4} \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3$$

$$N_{\text{ultim}} = 4379,26 \text{ KN} > N_{\max} = 1954,67 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime

section	L_0 (m)	L_f (m)	λ	A (cm ²)	N_{max} (KN)	N_{ELU} (KN)	Vérification
50x50	3.06	2.142	0.8	25.13	1954.67	4379.26	Vérifiée
45x45	3.06	2.142	0.8	20.61	1567.05	3186.82	Vérifiée
40x40	3.06	2.142	0.8	16.08	1141.28	2487.44	Vérifiée
35x35	3.06	2.142	0.8	14.2	672.52	1915.13	Vérifiée
30x30	3.06	2.142	0.8	12.32	267.58	1325.68	Vérifiée

- Schéma de ferrailage des poteaux

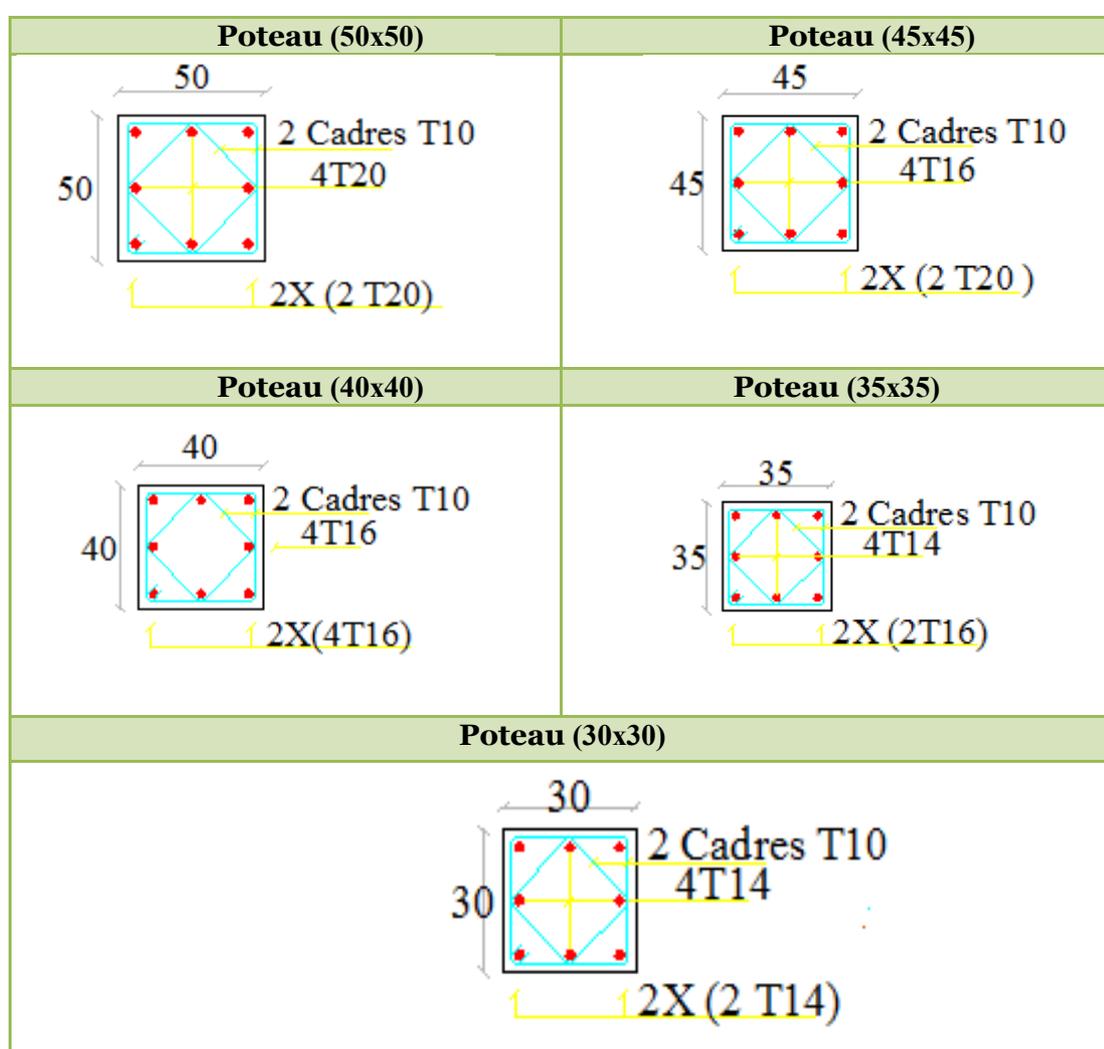


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91 :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIa.

5.3.2. Recommandation du RPA99 (Version 2003)

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $\Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - 6 % $\Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ . En zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

b/Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$. Dans la zone nodale.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$. En dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Recommandation du BAEL 91

a/ Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales :

- Volume relative d'armatures :
$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \longrightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \\ 1 & \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$- \tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k \quad \text{et} \quad f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3 \text{MPa}\} = 2,1 \text{MPa}$$

$$- \tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- Section minimal d'armatures d'âme :
- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$.
- Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$
- Espacement maximal: $S_{t\max} = \text{Min}\{0.9d; 40cm\}$.

V.3.3. Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

- **Poutres porteuses (poutres principales) :**

a) Calcul des armatures longitudinales

- En travée :

$$M_{u\max} = 65.569 \text{ KN.m}, M_{ser\max} = 47.644 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.0938$$

$$\mu_{lu} = [3440 (1.39) + 49 (25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.0938 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0938 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 405[1 - 0.6(0.0938)] = 0.428 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{6.211 \times 10^4}{403 \times 348} 10^{-3} = 4.4 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

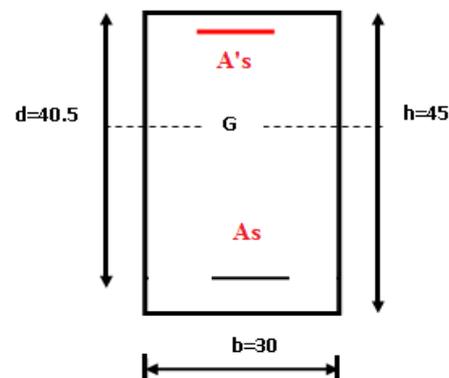
$$\theta = 0.85 ; \quad \gamma_b = 1.15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

- Armatures supérieures

$$M_{a\max} = -95.128 \text{ KN.m},$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} 10^{-3} = 0.0891$$



$$\mu_{bu} = 0.0891 < 0.292 \implies A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0891 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - (0.6 * 0.0891)] = 0.383 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{95.128 \cdot 10^4}{0.383 \times 348} \times 10^{-3} = 7.14 \text{ cm}^2$$

- Armatures inférieures

$$M_{u \max} = 44.194 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \cdot 10^{-3} = 0.0414$$

$$\mu_{bu} = 0.0414 < 0.292 \implies A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0414 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - (0.6 * 0.0414)] = 0.395 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{44.194 \cdot 10^4}{0.395 \times 348} \times 10^{-3} = 3.22 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 1.47 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

V.3.4.Ferrailage longitudinales des poutres

- Poutres principales : (30X45)

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales.

POUTRE	M (KN.m)			$A_{S_{maj}}$ (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A_{ad} (cm ²)	
Poutres principales	SS	Sur appuis	Sup	-72.76	6.85	6.75	54	3T16+ 3T20	24.57
			inf	49.28	4.58			3T16+2T14	
		En travée			47.72			5.17	3T16
	RDC	Sur appuis	Sup	-125.89	12.18	6.75	54	3T16+3T20	24.57
			inf	81.65	7.72			3T16+2T14	
		En travée			41.32			4.45	3T16
	1 ^{ER}	Sur appuis	Sup	-125.89	12.18	6.75	54	3T16+3T20	24.57
			inf	91.24	8.67			3T16+2T14	
		En travée			41.84			4.50	3T16
	2 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-115.43	11.10	6.75	54	3T16+3T20	24.57
			inf	92.89	8.82			3T16+2T14	
		En travée			48.91			5.31	3T16
	3 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-125.89	12.18	6.75	54	3T16+3T20	24.57
			inf	88.65	8.40			3T16+2T14	
		En travée			52.02			5.65	3T16
	4 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-125.89	12.18	6.75	54	3T16+3T20	24.57
			inf	81.89	7.74			3T16+2T14	
		En travée			44.53			4.81	3T16
	5 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-110.76	10.64	6.75	54	3T16+3T16	18.10
			inf	72.34	6.80			3T16	
		En travée			47.81			5.18	3T16
6 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-107.60	10.31	6.75	54	3T16+3T16	18.10	
		inf	64.30	6.03			3T16		
	En travée			49.91			5.40	3T16	12.06
7 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-95.12	9.05	6.75	54	3T16+3T14	16.68	
		inf	51.60	4.81			3T16		
	En travée			65.56			7.20	3T16	12.06

- Poutres secondaires : (30X40)

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires.

POUTRE		M (KN.m)		A_{Smaj} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A_{ad} (cm ²)	
Poutres principales	SS	Sur appuis	Sup	-57.22	6.11	6	48	3T16+ 3T16	21.17
			inf	42.81	4.53			3T16+2T14	
		En travée		11.87	1.43			3T16	12.06
	RDC	Sur appuis	Sup	-87.78	9.57	6	48	3T16+3T16	21.17
			inf	64.66	6.95			3T16+2T14	
		En travée		12.50	1.51			3T16	12.06
	1 ^{ER}	Sur appuis	Sup	-99.57	10.9	6	48	3T16+3T16	21.17
			inf	70.25	7.56			3T16+2T14 T1	
		En travée		17.75	2.14			3T16	12.06
	2 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-	11.0	6	48	3T16+3T16	21.17
			inf	71.35	7.70			3T16+2T14	
		En travée		19.24	2.33			3T16	9.24
	3 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-99.35	10.9	6	48	3T16+3T16	21.17
			inf	68.72	7.40			3T16+2T14 T1	
		En travée		22.12	2.67			3T16	12.06
	4 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-94.48	10.3	6	48	3T16+3T16	21.17
			inf	64.77	6.95			3T16+2T14	
		En travée		21.81	2.64			3T16	12.06
	5 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-89.59	9.78	6	48	3T16+3T16	18.10
			inf	59.42	3.36			3T16	
		En travée		27.37	3.34			3T16	12.06
6 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-85.87	9.35	6	48	3T16+3T16	18.10	
		inf	51.60	5.50			3T16		
	En travée		26.43	3.21			3T16	12.06	
7 ^{ème}	Sur appuis	Sup	-75.57	8.17	6	48	3T16+3T14	16.68	
		inf	44.19	4.68			3T16		
	En travée		40.25	4.97			3T16	12.06	

b) Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

- Selon le BAEL 91: art A5.1.22

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.St/f_e$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

On adopter l'espacement suivant : $St = 20\text{cm}$.

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

- Diamètre de la section:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

- Selon le RPA99/2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times St \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min(h/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$.

$$St \leq \min(45/4, 12\phi_t, 30\text{cm}).$$

On prend: $St = 10\text{cm}$

- En zone courante : $St \leq h/2$.

On prend: $St = 15\text{cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35\text{cm}^2.$$

- Conclusion :

St adopté = $\min(St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$.

Donc : on adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $St = 15\text{cm}$.

Le choix des barres est le suivant : $4\phi_8$: $A_t = 2.01\text{cm}^2$

(On aura deux cadres de diamètre ϕ_8).

V.3.5. Vérification

a) Vérification du cisaillement du béton

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura:

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 4.348 MPa \dots \text{situation - accidentelle}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 3.33 MPa \dots \text{situation - durable}$$

Tableau V.13 : Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _v (MPα)	$\bar{\tau}_u$ (MPα)	Observation
Poutre Principale	30 x 45	121.71	1.001	4.348	CV
Poutre secondaire	30 x 40	77.89	0.721	4.348	CV

b) Influence sur les armatures inférieure aux appuis

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow$ Condition(1)

Avec : $\gamma_s=1.15 ; f_e= 400MPa$

Les résultats des ces vérifications sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 4: Vérification de la section d'armatures inférieures.

poutres	V _U (KN)	M _U (KN.M)	$\left(\frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ (KN)
P.P	121.71	-81.378	223.26	-101.55 <0
P.S	77.89	-55.161	170.25	-92.36 <0

NB : D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \implies \text{Condition(2)}$

Avec : $a = \min \{ \grave{a} ; 0.9d \}$

b: Largeur de la poutre.

\grave{a} : Longueur d'appui ($\grave{a}=b-c-2cm$) $\implies \grave{a} = b-c-2 = 25 \text{ cm}$

Avec : $\begin{cases} \gamma_b=1.5 \\ C = 3cm \end{cases}$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la section d'armatures.

Poutres	Section (cm ²)	V _U (KN)	a (cm)	0.267a.b.f _{c28} (KN)	Condition(2)
PP	(30x45)	121.71	25	500.625	C.V
PS	(30x40)	77.89	25	500.625	C.V

d) Vérification de contrainte de compression du béton

- Calcul de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y-d') - n As (d-y) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-d')^2 + n As (d-y)^2$$

Où : As : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

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

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

- Poutres Principales

Tableau V.1 6: Vérification des poutres principales à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN.m)		A_s (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
RDC jusqu'au dernier niveau	ETAGE 7	Sur appuis	26.954	16.08	0.19	2.63	15	C.V
		En travée	22.354	12.06	0.17	2.38	15	C.V
	ETAGE 6	Sur appuis	40.176	24.57	0.22	3.5	15	C.V
		En travée	11.304	12.06	0.17	1.5	15	C.V
	ETAGE 5	Sur appuis	38.503	24.57	0.22	3.35	15	C.V
		En travée	12.406	12.06	0.17	1.32	15	C.V
	ETAGE 4	Sur appuis	143.899	23.44	0.22	12.7	15	C.V
		En travée	11.577	12.06	0.17	1.23	15	C.V
	ETAGE 3	Sur appuis	143.899	24.57	0.22	12.5	15	C.V
		En travée	14.887	12.06	0.17	1.59	15	C.V
	ETAGE 2	Sur appuis	113.288	24.57	0.22	9.86	15	C.V
		En travée	24.657	12.06	0.17	2.63	15	C.V
	ETAGE 1	Sur appuis	143.899	21.17	0.21	13	15	C.V
		En travée	20.734	12.06	0.17	2.21	15	C.V
RDC	Sur appuis	143.899	21.17	0.21	13	15	C.V	
	En travée	18.106	12.06	0.17	1.93	15	C.V	
SS	Sur appuis	32.933	17.62	0.2	3.13	15	C.V	
	En travée	11.231	12.06	0.17	1.25	15	C.V	

- Poutre secondaires

Tableau V.17 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	
RDC jusqu' au dernier niveau	ETAGE 7	Sur appuis	11.411	16.34	0.18	1.38	15	C.V
		En travée	13.801	9.24	0.14	1.98	15	C.V
	ETAGE 6	Sur appuis	5.362	24.13	0.2	0.59	15	C.V
		En travée	9.937	9.24	0.14	1.43	15	C.V
	ETAGE 5	Sur appuis	5.249	28.65	0.21	0.55	15	C.V
		En travée	8.345	9.24	0.14	1.2	15	C.V
	ETAGE 4	Sur appuis	4.968	28.65	0.21	0.52	15	C.V
		En travée	9.099	9.24	0.14	1.31	15	C.V
	ETAGE 3	Sur appuis	3.379	28.65	0.21	0.35	15	C.V
		En travée	7.184	9.24	0.14	1.03	15	C.V
	ETAGE 2	Sur appuis	4.507	25.92	0.21	0.48	15	C.V
		En travée	6.507	9.24	0.14	0.93	15	C.V
	ETAGE 1	Sur appuis	0.978	24.98	0.2	0.11	15	C.V
		En travée	4.645	9.24	0.14	0.67	15	C.V
RDC	Sur appuis	1.43	21.17	0.19	0.16	15	C.V	
	En travée	3.24	2.24	0.14	0.46	15	C.V	
SS	Sur appuis	11.16	19.76	0.19	1.28	15	C.V	
	En travée	0.929	9.24	0.14	0.13	15	C.V	

e) Vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V.18 : Vérification de l'adhérence.

poutres	V_U (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
P.P	121.71	15.07	2.22	3.15	C.V
P.S	77.89	15.07	1.6	3.15	C.V

f) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 3.7m) .

M_t : moment maximum en travée. ($M_t = 24.918 \text{ KN.m}$).

M_0 : moment isostatique. ($M_{a \text{ PP}} = 35.40 \text{ KN.m}$ et $M_{a \text{ PS}} = 4.9 \text{ KN.m}$).

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : vérification de la flèche

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
PP	$0.108 \geq 0.062$	$0.108 \geq 0.070$	$0.00855 \leq 0.0105$	CV
PS	$0.108 \geq 0.062$	$0.108 \geq 0.013$	$0.00628 \leq 0.0105$	CV

- Schéma de ferrailage des poutres :

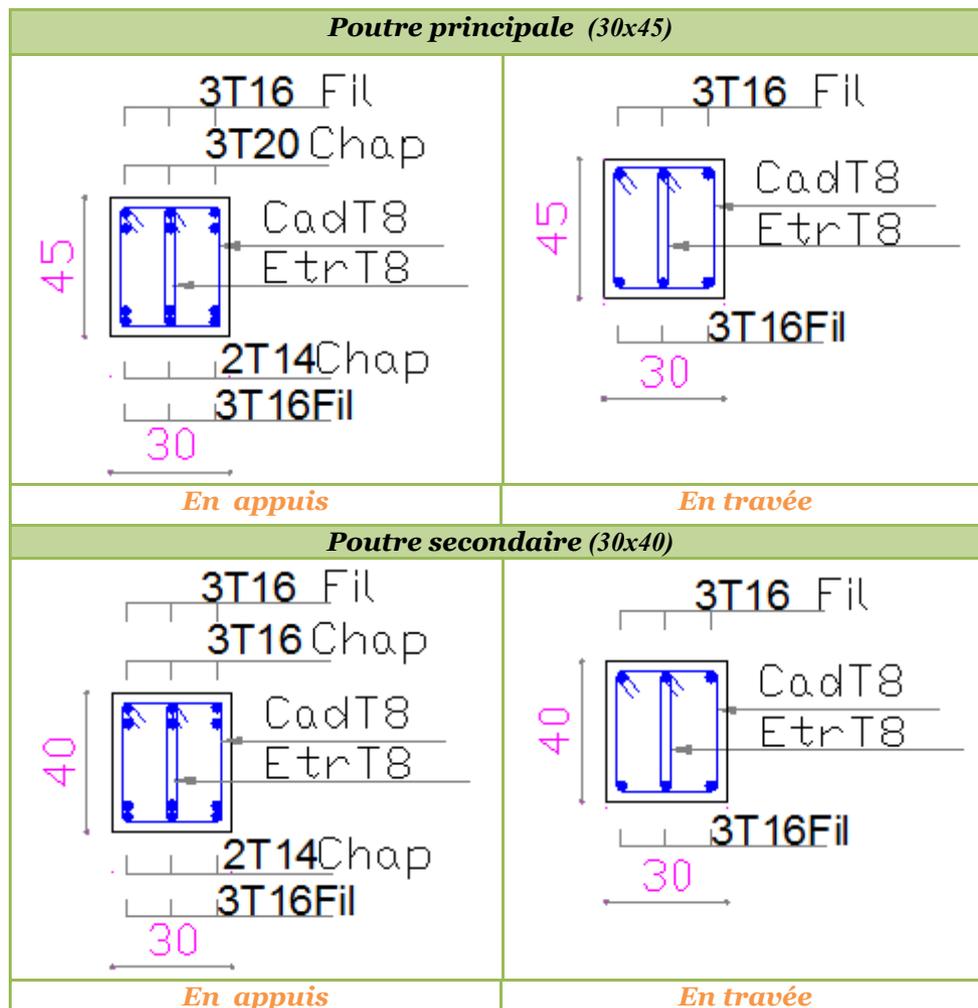


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

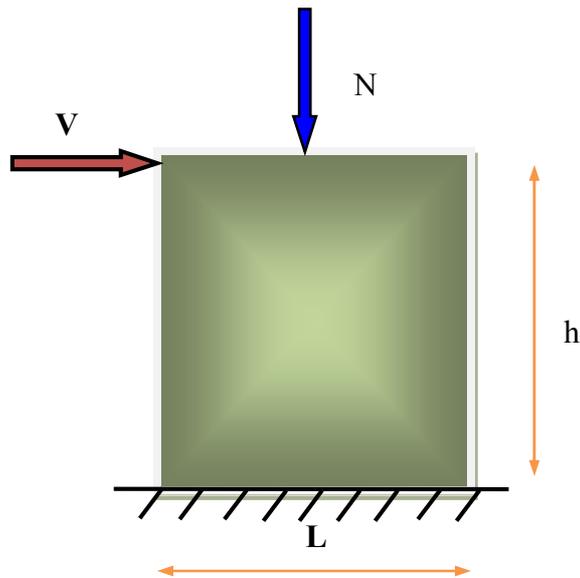


Figure V.4 : Sollicitations des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.3. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

- Le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 révisé 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.4. Prescriptions imposées le RPA99

- Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1 %.
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- L'espace minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

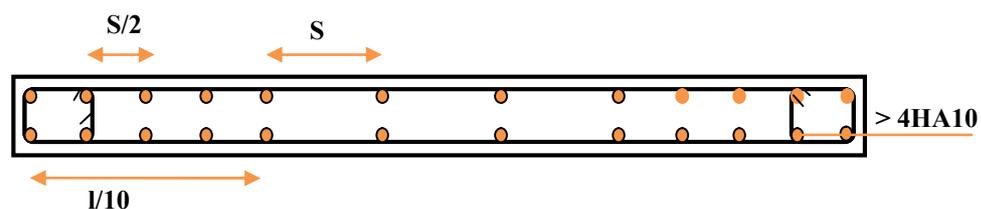


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- Aciers transversaux :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

a) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

b) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4.5. Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq (05) zones.

- Zone 1: SS, RDC.
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{ème} niveau.
- Zone 3 : 3^{ème}, et 4^{ème} niveau.
- Zone 4: 5^{ème}, 6^{ème} niveau.
- Zone 5 : 7^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

b) Calcul de L_t

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

c) Calcul de force :

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

d) Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \implies V = \text{l'effort tranchant}$$

e) Les Armatures minimales de RPA99

D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

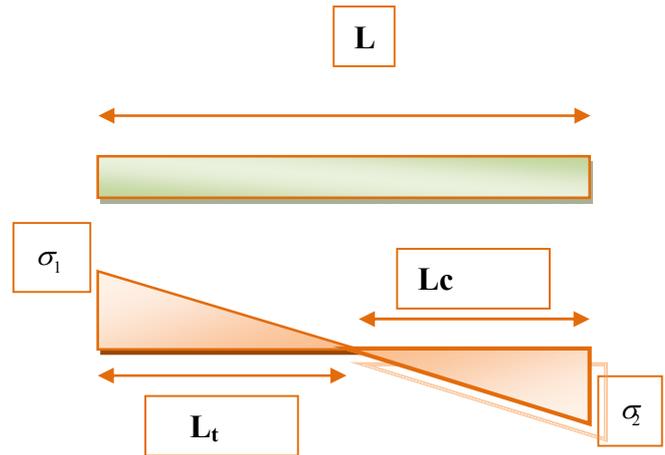
f) Le pourcentage minimal

- Dans la section du voile courante :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$$

- Dans la zone courante:

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times l_{Courante}$$



V.4.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{Cal} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{Cal} / bd$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

- **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } St \leq \min (1,5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

- **Armatures horizontales**

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

- **Exemple d'application**

- **Ferraillage des voiles**

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad \Longrightarrow \quad L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \quad \Longrightarrow \quad F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

- Armatures minimales selon le BAEL:

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

- Vérification :

- Vérification à l'ELS:

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , A: section d'armature adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :
- D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \text{ avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0.9.h

h : hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

V.4.7. Exemple du calcul

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V9 ($L=3.85\text{m}$) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- **Détermination des sollicitations**

$$L=3.85\text{m} ; e = 0.20 \text{ m} ; V = 212.67\text{KN}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M=1208.099 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Longrightarrow \quad N_{\text{corr}} = -169.12 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 3.85^3}{12} \quad \Longrightarrow \quad I = 0.95111 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e.L = 0.77 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 3.85/2 = 1.925 \text{ m}^2$$

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{169.12}{0.77} + \frac{1208.099 \cdot 1.925}{0.95111} = 2225.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{169.12}{0.77} - \frac{1208.099 \cdot 1.925}{0.95111} = 2664.77 \text{ KN/m}^2$$

\Longrightarrow La section est partiellement comprimée

- **Calcul de L_t**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.09\text{m}$$

- **Calcul de la sollicitation équivalente**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 559.05\text{KN}$$

- **Armature vertical**

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

$$A_v = 13.97\text{cm}^2$$

$$A_{v\text{maj}} = 13.97 \times 1.91$$

$$A_{v\text{maj}} = 26.69 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale**

Selon le RPA

$$A_{\text{min RPA}} = 0.2\% \text{ b } L_t$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{épaisseur du voile.} \\ L_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$

$$A_{\text{min RPA}} = (0.2 \times 0.2 \times 2.1) / 100 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\text{min}} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

$$0.23B \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 0.2 \cdot 3.85 \cdot \frac{2.1}{400} = 9.29\text{cm}^2$$

$$0.005 \cdot B = 0.005 \cdot 0.2 \cdot 3.85 = 38.5\text{cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = \max (A_v ; A_{\text{rpa}} ; A_{\text{bael}})$$

$$A_{\text{max}} = 38.5 \text{ cm}^2$$

- **La longueur minimale :** (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{avec : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (385 - 2(38.5)) = 308 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

- D'après le BAEL91: $A_H = A_v / 4 = 26.69 / 4 = 6.67 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA :

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \text{ b.h} = 0.15\% \times 20 \times 385 = 11.55\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} = 4.5\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 11.55\text{cm}^2$$

$$A_H = 11 \text{ HA}12 = 12.44\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 20\text{cm}$$

• **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit 4HA 8

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2) à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{max} = 212.67 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{bd} = 1.4 \frac{212.67 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 3.85} = 0.62 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ Condition vérifiée.

Selon le BAEL: $\tau_b = \frac{V}{bd} = \frac{212.67 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 3.85} = 0.44 \text{ MPa}$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Vérification à L'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_{bc} = \frac{1460.65 \cdot 10^3}{200 \cdot 3850 + 15 \cdot 59.91 \cdot 10^2} = 1.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

☞ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles

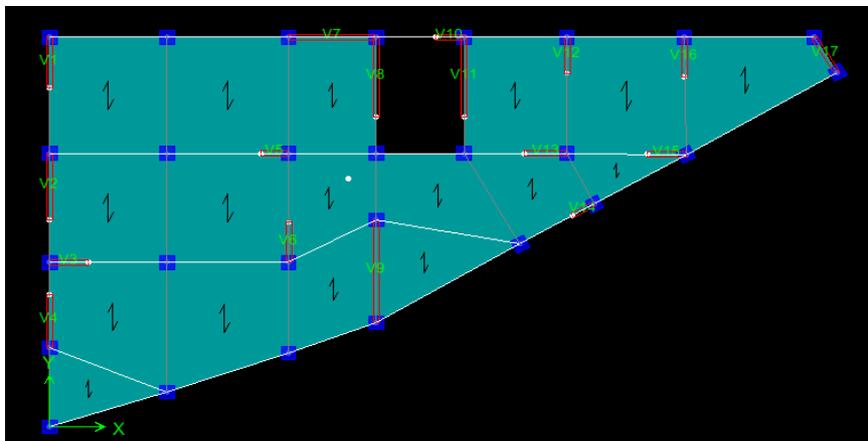


Figure V.6 : Schéma de la disposition et la nomenclature des voiles.

V.4.8. Sollicitations et contraintes

Les sollicitations et les contraintes de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- V1

Tableau V.20 : Sollicitations et contraintes du voile V1

Zone	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	1.9	482.06	-41.966	919.831025	1617.32687	EC	4.41
	Nmin		-47.41	270.001	2119.01247	-2368.53878	PC	1.00
	Mmax		428.71	-396	-2162.67452	4419.04294	PC	1.28
Zone2	Nmax	1.9	423.7	-188.273	-449.595568	2679.59557	PC	1.63
	Nmin		35.68	126.695	1146.76177	-958.972299	PC	0.87
	Mmax		423.7	-188.273	-449.595568	2679.59557	PC	1.63
Zone3	Nmax	1.9	341.37	-146.349	-317.854571	2114.53878	PC	1.65
	Nmin		11.42	84.998	736.407202	-676.301939	PC	0.91
	Mmax		341.37	-146.349	-317.854571	2114.53878	PC	1.65
Zone4	Nmax	1.9	221.4	-109.389	-326.418283	1491.68144	PC	1.56
	Nmin		-4.06	75.381	615.750693	-637.119114	PC	0.97
	Mmax		221.4	-109.389	-326.418283	1491.68144	PC	1.56
Zone5	Nmax	1.9	81.1	-55.852	-250.722992	677.565097	PC	1.39
	Nmin		2.79	-2.736	-15.3947368	30.0789474	PC	1.2
	Mmax		-8.22	73.247	587.069252	-630.33241	PC	0.98

- V2

Tableau V.21: Sollicitations et contraintes du voile V2

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	2.5	957.51	-89.615	1484.868	2345.172	EC	6.81
	Nmin		-108.48	534.805	2350.104	-2784.024	PC	1.36
	Mmax		901.07	-782.394	-1953.3512	5557.6312	PC	1.85
Zone2	Nmax	2.5	778.83	-123.788	963.4776	2151.8424	EC	4.53
	Nmin		-88.69	348.276	1494.3448	-1849.1048	PC	1.38
	Mmax		652.95	-437.967	-796.3416	3408.1416	PC	2.03
Zone3	Nmax	2.5	570.83	-165.655	346.516	1936.804	EC	3.04
	Nmin		75.6	-32.647	-5.5056	307.9056	PC	2.46
	Mmax		514.2	-339.939	-603.3072	2660.1072	PC	2.04
Zone4	Nmax	2.5	339.21	136.087	1331.6376	25.2024	EC	/
	Nmin		36.37	-17.022	-8.9656	154.4456	PC	2.36
	Mmax		170.86	267.375	1625.12	-941.68	PC	0.92
Zone5	Nmax	2.5	113.42	-158.789	-535.3472	989.0272	PC	1.62
	Nmin		11.21	21.493	125.5864	-80.7464	PC	0.98
	Mmax		51.34	290.675	1497.92	-1292.56	PC	1.16

- V3/V15/V12

Tableau V.22 : Sollicitations et contraintes des voiles (V3/V15/V12).

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	1.35	1088.62	18.063	4329.25926	3734.59259	EC	/
	Nmin		-27.62	152.346	2405.45679	-2610.04938	PC	0.70
	Mmax		707.59	707.59	14268.2757	-9026.86831	PC	0.52
Zone2	Nmax	1.35	973.54	65.782	4688.53498	2522.87243	EC	/
	Nmin		0	-44.841	-738.123457	738.123457	PC	0.68
	Mmax		584.09	584.09	11777.9465	-7451.35391	PC	0.52
Zone3	Nmax	1.35	780.52	39.495	3540.93827	2240.69136	EC	/
	Nmin		-20.78	45.141	666.098765	-820.024691	PC	0.74
	Mmax		279.07	149.135	3488.48971	-1421.30453	PC	0.39
Zone4	Nmax	1.35	498.57	49.369	2659.21399	1033.89712	EC	/
	Nmin		-26.39	37.677	522.45679	-717.938272	PC	0.78
	Mmax		161.12	149.938	3064.85597	-1871.37449	PC	0.51
Zone5	Nmax	1.35	186.27	113.412	2556.75309	-1176.97531	PC	0.43
	Nmin		12.88	14.797	291.27572	-195.868313	PC	0.54
	Mmax		129.73	204.706	3850.12757	-2889.16461	PC	0.58

- V4

Tableau V.23 : Sollicitations et contraintes du voile V4

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	2	911	-66.514	1778.645	2776.355	EC	5.57
	Nmin		-98.54	427.957	2963.3275	-3456.0275	PC	1.07
	Mmax		758.48	-444.91	-1440.625	5233.025	PC	1.57
Zone2	Nmax	2	782.85	-55.271	1542.5925	2371.6575	EC	5.72
	Nmin		-88.27	160.692	984.515	-1425.865	PC	1.18
	Mmax		742.19	-274.48	-203.125	3914.075	PC	1.90
Zone3	Nmax	2	607.99	-63.438	1044.19	1995.76	EC	4.19
	Nmin		-72.93	121.76	730.875	-1095.525	PC	1.2
	Mmax		579.93	-205.72	-93.075	2992.725	PC	1.94
Zone4	Nmax	2	385.32	-50.959	581.1075	1345.4925	EC	3.52
	Nmin		47.74	-9.551	47.7175	190.9825	EC	2.67
	Mmax		272.46	-153.645	-471.1875	1833.4875	PC	1.59
Zone5	Nmax	2	126.02	-53.716	-87.82	717.92	PC	1.78
	Nmin		15.59	-8.367	-23.7775	101.7275	PC	1.62
	Mmax		62.66	96.319	879.0425	-565.7425	PC	0.78

- V5/V10

Tableau V.24 : Sollicitations et contraintes des voiles (V5/V10)

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	1	894.83	16.442	4967.41	3980.89	EC	/
	Nmin		-8.73	116.895	3463.2	-3550.5	PC	0.51
	Mmax		607.8	-122.628	-639.84	6717.84	PC	0.91
Zone2	Nmax	1	731.37	65.902	5633.91	1679.79	EC	/
	Nmin		10.76	116.405	3545.95	-3438.35	PC	0.49
	Mmax		83.79	124.537	4155.06	-3317.16	PC	0.44
Zone3	Nmax	1	559.95	96.121	5683.38	-83.88	PC	0.0
	Nmin		19.28	117.544	3622.72	-3429.92	PC	0.49
	Mmax		75.89	138.094	4522.27	-3763.37	PC	0.45
Zone4	Nmax	1	370.87	-91.06	-877.45	4586.15	PC	0.84
	Nmin		7.13	5.23	192.55	-121.25	PC	0.39
	Mmax		50.58	124.921	4000.53	-3494.73	PC	0.47
Zone5	Nmax	1	169.58	-154.243	-3779.39	5475.19	PC	0.59
	Nmin		1.04	-9.076	-267.08	277.48	PC	0.51
	Mmax		169.58	-154.243	-3779.39	5475.19	PC	0.59

- V6/V13/V16

Tableau V.25 : Sollicitations et contraintes des voiles (V6/V13/V16)

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	1.5	1089.8	-35.289	3162.14667	4103.18667	EC	6.54
	Nmin		-69.6	98.107	1076.09333	-1540.09333	PC	0.88
	Mmax		480.66	269.443	5194.77333	-1990.37333	PC	0.42
Zone2	Nmax	1.5	905.66	-29.335	2627.73333	3410	EC	6.54
	Nmin		-7.2	54.777	706.36	-754.36	PC	0.77
	Mmax		491.39	144.094	3559.22	-283.286667	PC	0.11
Zone3	Nmax	1.5	715.38	-61.369	1566.34667	3202.85333	EC	2.94
	Nmin		-10.77	45.509	570.886667	-642.686667	PC	0.79
	Mmax		370.25	135.539	3041.35333	-573.02	PC	0.24
Zone4	Nmax	1.5	466.05	-33.778	1103.12667	2003.87333	EC	3.34
	Nmin		-20.9	44.184	519.453333	-658.786667	PC	0.84
	Mmax		233.38	113.949	2297.25333	-741.386667	PC	0.37
Zone5	Nmax	1.5	174.32	-56.43	-171.333333	1333.46667	PC	1.33
	Nmin		-8.8	36.22	453.6	-512.266667	PC	0.8
	Mmax		158.55	169.548	2789.14	-1732.14	PC	0.57

- V7

Tableau V.26 : Sollicitations et contraintes de voile V7

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	3.1	1683.62	-1088.859	-683.627471	6114.65973	PC	2.79
	Nmin		133.13	-12.013	177.224246	252.227367	EC	10.4
	Mmax		-199.56	1163.954	3311.70031	-3955.44225	PC	1.69
Zone2	Nmax	3.1	1185.69	-573.277	122.776795	3702.02966	EC	3.21
	Nmin		-13.43	257.302	781.57076	-824.89334	PC	1.59
	Mmax		24.57	715.42	2272.99011	-2193.73205	PC	1.52
Zone3	Nmax	3.1	764.14	-208.824	580.587929	1884.37981	EC	4.48
	Nmin		-21.46	266.175	796.318418	-865.544225	PC	1.61
	Mmax		96.83	441.71	1535.08481	-1222.72997	PC	1.37
Zone4	Nmax	3.1	399.65	-126.545	249.555151	1039.6384	EC	4.08
	Nmin		29.73	-13.606	5.47710718	90.4261186	EC	3.3
	Mmax		345.97	-351.842	-540.345994	1656.37825	PC	2.34
Zone5	Nmax	3.1	137.85	165.095	737.723725	-293.046306	PC	0.88
	Nmin		10.56	-27.388	-68.4661811	102.530697	PC	1.86
	Mmax		75.7	309.877	1089.45473	-845.261186	PC	1.35

- V8/V11

Tableau V.27 : Sollicitations et contraintes des voiles (V1/V11)

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	3	1285.22	-627.94	48.9	4235.16667	EC	3.04
	Nmin		4.61	299.129	1004.78	-989.413333	PC	1.49
	Mmax		287.45	934.182	3593.02333	-2634.85667	PC	1.27
Zone2	Nmax	3	948.92	-399.173	250.956667	2912.11	EC	3.28
	Nmin		-86.56	448.711	1351.43667	-1639.97	PC	1.64
	Mmax		421.93	548.221	2530.62	-1124.18667	PC	0.92
Zone3	Nmax	3	690.36	13.159	1194.46333	1106.73667	EC	/
	Nmin		46	-24.012	-3.37333333	156.706667	PC	2.94
	Mmax		355.32	347.209	1749.56333	-565.163333	PC	0.73
Zone4	Nmax	3	480.17	-141.07	330.05	1270.51667	EC	4.05
	Nmin		8.84	160.547	549.89	-520.423333	PC	1.46
	Mmax		381.23	-221.502	-102.956667	1373.72333	PC	2.79
Zone5	Nmax	3	173.96	11.591	328.57	251.296667	EC	/
	Nmin		-7.93	17.398	44.7766667	-71.21	PC	1.84
	Mmax		144.7	-196.386	-413.453333	895.786667	PC	2.05

• V9

Tableau V.28 : Sollicitations et contraintes du voile V9

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	3.85	2016.16	58.237	2736.25839	2500.52083	EC	/
	Nmin		-169.12	1208.099	2225.4957	-2664.76843	PC	2.1
	Mmax		1291.14	1272.862	4253.01434	-899.403947	PC	0.67
Zone2	Nmax	3.85	1752.21	-56.453	2161.33935	2389.85546	EC	40.2
	Nmin		-154.49	729.431	1275.69556	-1676.96829	PC	2.19
	Mmax		1427.47	-815.492	203.342048	3504.37224	EC	4.09
Zone3	Nmax	3.85	1436.72	-112.991	1637.18199	2094.55827	EC	17.6
	Nmin		-111.63	409.481	683.795075	-973.743127	PC	2.26
	Mmax		1154.62	-461.785	564.876708	2434.13628	EC	5.01
Zone4	Nmax	3.85	980.35	-146.798	976.069995	1570.29364	EC	10.1
	Nmin		-63.67	194.442	310.852589	-476.229212	PC	2.33
	Mmax		776.69	-299.827	401.853432	1615.52319	EC	5.12
Zone5	Nmax	3.85	369.94	-159.706	157.204588	803.678529	EC	4.79
	Nmin		-20.26	93.896	163.729128	-216.352505	PC	2.19
	Mmax		291.25	-211.64	-50.1020408	806.595547	PC	3.62

• V14

Tableau V.29 : Sollicitations et contraintes du voile V14

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	0.9	586.26	8.735	3580.51852	2933.48148	EC	/
	Nmin		83.12	0.731	488.851852	434.703704	EC	/
	Mmax		-128.04	109.01	3326.07407	-4748.74074	PC	0.53
Zone2	Nmax	0.9	563.76	-31.816	1953.62963	4310.37037	EC	1.65
	Nmin		-76.05	49.992	1429.05556	-2274.05556	PC	0.55
	Mmax		330.39	121	6316.98148	-2645.98148	PC	0.27
Zone3	Nmax	0.9	455.5	-52.067	602.148148	4458.96296	EC	1.04
	Nmin		-54.22	46.78	1431.37037	-2033.81481	PC	0.53
	Mmax		274.7	127.542	6249.88889	-3197.66667	PC	0.30
Zone4	Nmax	0.9	308.66	-60.181	-514.148148	3943.7037	PC	0.8
	Nmin		-29.98	39.427	1293.7037	-1626.81481	PC	0.50
	Mmax		254.96	-114.547	-2826.03704	5658.92593	PC	0.60
Zone5	Nmax	0.9	114.91	-84.835	-2503.64815	3780.42593	PC	0.54
	Nmin		-6.25	37.17	1341.94444	-1411.38889	PC	0.46
	Mmax		92.29	-121.262	-3978.46296	5003.90741	PC	0.50

- V17

Tableau V.30 : Sollicitations et contraintes du voile V17

Zones	N,M	L	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	section	L _t
Zone1	Nmax	1.55	719.11	-24.921	2008.52133	2630.89802	EC	6.55
	Nmin		-41.26	305.022	3675.71072	-3941.90427	PC	0.80
	Mmax		574.65	-368.609	-2749.10822	6456.52758	PC	1.09
Zone2	Nmax	1.55	686.33	-25.421	1896.5359	2531.39958	EC	6.18
	Nmin		-33.01	36.177	345.258065	-558.225806	PC	0.96
	Mmax		544.46	-176.047	-441.975026	3954.62019	PC	1.39
Zone3	Nmax	1.55	520.63	-8.277	1576.09677	1782.80645	EC	13.3
	Nmin		-23.34	70.383	803.581686	-954.162331	PC	0.84
	Mmax		409.77	-86.229	245.097815	2398.5796	EC	1.73
Zone4	Nmax	1.55	335.88	-23.925	784.73257	1382.23517	EC	3.59
	Nmin		-12.86	38.649	441.125911	-524.093652	PC	0.84
	Mmax		262.39	-60.032	96.8002081	1596.0385	EC	1.65
Zone5	Nmax	1.55	127.82	-14.938	225.791883	598.853278	EC	2.49
	Nmin		-3.1	37.889	463.119667	-483.119667	PC	0.79
	Mmax		69.44	-46.16	-352.399584	800.399584	PC	1.08

V.4.9. Ferrailage des voiles

Les résultats de calcul du ferrailage des voiles sont donnés par les tableaux suivants :

- V1/

Tableau V.31 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V1

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	2119.01	1146.76	736.41	615.75	587.07	
	σ_2 (KN/m ²)	-2368.54	-958.97	-676.30	-637.12	-630.33	
	L _t (m)	1	0.87	0.91	0.97	0.98	
	L _c (m)	0.9	1.03	0.99	0.93	0.92	
	V _U (KN)	237.52	82.98	61.52	61.56	62.01	
Ferrailages	A _v (cm ²)		5.94	2.07	1.54	1.54	1.55
	A _{vmax} (cm ²)		11.34	3.96	2.94	2.94	2.96
	A _{min bael} (cm ²)		4.59	4.59	4.59	4.59	4.59
	A _{min Rpa} (cm ²)		4.01	3.46	3.64	3.86	3.94
	A _{max} (cm ²)		11.34	4.59	4.59	4.59	4.59
	choix	courante	18HA14	18HA14	20HA14	18HA14	18HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		36.95	36.95	40.02	36.95	36.95
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	2.84	0.99	0.73	0.73	0.74
		RPA	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
	choix		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V2

Tableau V.32 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V2

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	2350.10	1494.34	/	1625.12	1497.92	
	σ_2 (KN/m ²)	-2784.02	-1849.10	/	-941.68	-1292.56	
	L _t (m)	1.36	1.38	/	0.92	31.16	
	L _c (m)	1.14	1.12	/	1.58	1.34	
	V _U (KN)	377.42	255.66	/	86.37	149.68	
Ferrailages	A _v (cm ²)		9.44	6.39	/	2.16	3.74
	A _{vmax} (cm ²)		18.02	12.21	/	4.12	7.15
	A _{min bael} (cm ²)		4.59	4.59	4.59	4.59	4.59
	A _{min Rpa} (cm ²)		5.42	5.53	/	3.67	4.63
	A _{max} (cm ²)		18.02	12.21	4.59	4.59	7.15
	choix	courante	22HA14	22HA14	22HA14	24HA14	24HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		43.10	43.10	43.10	46.18	46.18
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	4.51	3.05	/	1.03	1.79
		RPA	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
	choix		5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
	A _{H adopté} (cm ²)		7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V3 /V15/V12

Tableau V.33 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V3/V15/V12)

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	14268.28	11777.95	666.1	3064.56	3850.13	
	σ_2 (KN/m ²)	-9026.87	-7451.35	-820.02	-1871.37	-2889.16	
	L _t (m)	0.52	0.52	0.74	0.51	0.58	
	L _c (m)	0.83	0.83	0.61	0.84	0.77	
	V _U (KN)	472.22	389.8	61.08	95.78	167.21	
Ferrailages	A _v (cm ²)		11.81	9.74	1.53	2.39	4.18
	A _{vmax} (cm ²)		22.45	18.61	2.92	4.57	7.98
	A _{min bael} (cm ²)		3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
	A _{min Rpa} (cm ²)		2.09	2.09	2.98	2.05	2.32
	A _{max} (cm ²)		22.45	18.61	3.26	4.57	7.98
	choix	courante	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14
		d'about	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	A _{adopté} (cm ²)		27.71	27.71	27.71	27.71	27.71
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	5.64	4.65	0.73	1.14	1.2
		RPA	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
	choix		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V4

Tableau V.34 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V4

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	2	2	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	2963.33	984.52	730.88	/	879.04	
	σ_2 (KN/m ²)	-3456.03	-1425.87	-1095.53	/	-565.74	
	L _t (m)	1.08	1.18	1.2	/	0.78	
	L _c (m)	0.92	0.82	0.8	/	1.22	
	V _U (KN)	372.13	168.69	131.43	/	44.31	
Ferrailages	A _v (cm ²)		9.30	4.22	3.29	/	1.11
	A _{vmax} (cm ²)		17.77	8.06	6.28	/	2.12
	A _{min bael} (cm ²)		4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
	A _{min Rpa} (cm ²)		4.31	4.73	7.8	/	3.13
	A _{max} (cm ²)		17.77	8.06	6.28	4.83	4.83
	choix	courante	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14	20HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		36.95	36.95	36.95	36.95	40.02
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	4.44	2.01	1.57	/	0.53
		RPA	6	6	6	6	6
	choix		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V5/V10

Tableau V.35 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V5/V10)

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	1	1	1	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	3463.2	3545.95	4522.27	4000.53	/	
	σ_2 (KN/m ²)	-3550.5	-3438.35	-3763.37	-3494.73	/	
	L _t (m)	0.51	0.49	0.45	0.47	/	
	L _c (m)	0.49	0.51	0.55	0.53	/	
	V _U (KN)	179.73	169.27	170.93	1622.94	/	
Ferrailages	A _v (cm ²)		4.49	4.23	4.27	4.07	/
	A _v maj (cm ²)		8.58	8.08	8.16	7.78	/
	A _{min} bael (cm ²)		2.42	2.42	2.42	2.42	2.42
	A _{min} Rpa (cm ²)		2.02	1.97	1.82	1.87	/
	A _{max} (cm ²)		8.58	8.08	8.16	7.78	2.42
	choix	courante	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
		d'about	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	A _{adopté} (cm ²)		21.55	21.55	21.55	21.55	21.55
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	2.15	2.02	2.04	1.95	/
		RPA	3	3	3	3	3
	choix		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	A _H adopté (cm ²)		3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V6/V13/V16

Tableau V.36 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V6/V13/V16)

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	1076.09	706.36	570.89	519.45	2789.14	
	σ_2 (KN/m ²)	-1540.09	-754.36	-642.69	-658.79	-1732.14	
	L _t (m)	0.88	0.77	0.79	0.84	0.57	
	L _c (m)	0.62	0.73	0.71	0.66	0.93	
	V _U (KN)	135.99	58.44	51.05	55.25	99.54	
Ferrailages	A _v (cm ²)		3.4	1.46	1.28	1.38	2.49
	A _{vmax} (cm ²)		6.49	2.79	2.44	2.64	4.75
	A _{min bael} (cm ²)		3.62	3.62	3.62	3.62	3.62
	A _{min Rpa} (cm ²)		3.53	3.1	3.18	3.35	2.3
	A _{max} (cm ²)		6.49	3.62	3.62	3.62	4.75
	choix	courante	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14	14HA14
		d'about	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	A _{adopté} (cm ²)		27.71	27.71	27.71	27.71	27.71
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	1.62	0.7	0.61	0.66	1.19
		RPA	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
	choix		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V7

Tableau V.37 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V7

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	3311.70	2272.99	1535.73	/	1089.45	
	σ_2 (KN/m ²)	-3955.44	-2193.73	-1222.73	/	-845.26	
	L _t (m)	1.69	1.52	1.37	/	1.35	
	L _c (m)	1.41	1.58	1.73	/	1.75	
	V _U (KN)	667.40	333.99	168.06	/	114.48	
Ferrailages	A _v (cm ²)		16.69	8.35	4.20	/	2.86
	A _{vmax} (cm ²)		31.87	15.95	8.02	/	5.47
	A _{min bael} (cm ²)		7.48	7.48	7.48	7.48	7.48
	A _{min Rpa} (cm ²)		6.75	6.09	5.5	/	5.42
	A _{max} (cm ²)		31.87	15.95	8.74	7.48	7.48
	choix	courante	22HA14	22HA14	22HA14	24HA14	24HA14
		d'about	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14
	A _{adopté} (cm ²)		52.34	52.34	52.34	55.42	55.42
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	7.97	3.99	2.01	/	1.37
		RPA	9.77	9.77	9.77	9.77	9.77
	choix		7HA14	7HA14	7HA14	7HA14	7HA14
	A _{H adopté} (cm ²)		10.78	10.78	10.78	10.78	10.78
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V8/V11

Tableau V.38 : Ferrailage vertical et horizontal des voiles (V8/V11)

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	3	3	3	3	3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	3593.02	1351.44	1749.56	549.89	44.78	
	σ_2 (KN/m ²)	-2634.86	-1639.97	-565.16	-520.42	-71.21	
	L _t (m)	1.27	1.64	0.73	1.46	1.84	
	L _c (m)	1.73	1.36	2.27	1.54	1.16	
	V _U (KN)	334.42	269.72	41.4	75.91	113.12	
Ferrailages	A _v (cm ²)		8.36	6.74	1.03	1.9	0.33
	A _{vmax} (cm ²)		15.97	12.88	1.98	3.62	0.63
	A _{min bael} (cm ²)		7.25	7.25	7.25	7.25	7.25
	A _{min Rpa} (cm ²)		5.08	6.58	2.93	5.83	7.37
	A _{max} (cm ²)		15.97	12.88	7.25	7.25	7.37
	choix	courante	28HA14	26HA14	28HA14	28HA14	28HA14
		d'about	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A _{adopté} (cm ²)		52.34	49.26	52.34	52.34	52.34
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	3.99	3.22	0.49	0.91	0.16
		RPA	9	9	9	9	9
	choix		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V9

Tableau V.39 : Ferrailage vertical et horizontal du voile V9

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	2225.5	1275.7	683.8	310.85	163.73	
	σ_2 (KN/m ²)	-2664.77	-1676.97	-973.74	-476.23	-216.35	
	L _t (m)	2.1	2.19	2.26	2.33	2.91	
	L _c (m)	1.75	1.66	1.59	1.52	0.94	
	V _U (KN)	559.05	366.69	220.23	110.94	47.41	
Ferrailages	A _v (cm ²)		13.98	9.17	5.51	2.77	1.19
	A _{vmax} (cm ²)		26.69	17.51	10.52	5.3	2.26
	A _{min bael} (cm ²)		9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
	A _{min Rpa} (cm ²)		8.39	8.75	9.05	9.32	8.77
	A _{max} (cm ²)		26.69	17.51	10.52	9.32	9.3
	choix	courante	28HA14	28HA14	28HA14	30HA14	30HA14
		d'about	16HA14	16HA14	16HA14	16HA14	16HA14
	A _{adopté} (cm ²)		67.73	67.73	67.73	70.81	70.81
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	6.67	4.38	2.63	1.32	0.57
		RPA	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55
	choix		8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
	A _{H adopté} (cm ²)		12.32	12.32	12.32	12.32	12.32
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

- V14

Tableau V.40: Ferrailage vertical et horizontal du voile V14

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	3326.07	1429.06	1431.37	1293.70	1341.94	
	σ_2 (KN/m ²)	-4748.74	-2274.06	-2033.81	-1626.81	-1411.39	
	L _t (m)	0.53	0.55	0.53	0.50	0.46	
	L _c (m)	0.37	0.35	0.37	0.40	0.44	
	V _U (KN)	251.34	125.68	107.43	81.56	65.11	
Ferrailages	A _v (cm ²)		6.28	3.14	2.69	2.04	1.63
	A _{vmax} (cm ²)		12	6	5.13	3.89	3.11
	A _{min bael} (cm ²)		2.17	2.17	2.17	2.17	2.17
	A _{min Rpa} (cm ²)		2.12	2.21	2.11	2.01	1.85
	A _{max} (cm ²)		12	6	5.13	3.89	3.11
	choix	courante	10HA14	8HA14	10HA14	10HA14	10HA14
		d'about	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
	A _{adopté} (cm ²)		21.55	18.47	21.55	21.55	21.55
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ² /ml)	BAEL	3	1.5	1.28	0.97	0.78
		RPA	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	choix		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	A _{H adopté} (cm ²)		3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ² /m ²)		4					

- V17

Tableau V.41: Ferrailage vertical et horizontal du voile V17

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5	
dimensions	L (m)	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	
Sollicitations	σ_1 (KN/m ²)	3675.71	345.26	803.58	441.13	463.12	
	σ_2 (KN/m ²)	-3941.90	-558.26	-954.16	-524.09	-483.12	
	L _t (m)	0.80	0.96	0.84	0.84	0.79	
	L _c (m)	0.75	0.59	0.71	0.71	0.76	
	V _U (KN)	316.17	53.46	80.28	44.11	38.23	
Ferrailages	A _v (cm ²)		7.90	1.34	2.01	1.10	0.96
	A _{vmaj} (cm ²)		15.1	2.55	3.83	2.11	1.83
	A _{min bael} (cm ²)		3.74	3.74	3.74	3.74	3.74
	A _{min Rpa} (cm ²)		3.21	3.83	3.37	3.37	3.17
	A _{max} (cm ²)		15.1	3.83	3.83	3.74	3.74
	choix	courante	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14	12HA14
		d'about	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
	A _{adopté} (cm ²)		27.71	27.71	27.71	27.71	30.79
	S _t (cm)	courante	20	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10	10
	A _H (cm ²)/ml	BAEL	3.77	0.64	0.96	0.53	0.46
		RPA	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
	choix		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	A _{H adopté} (cm ²)		5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
	S _t (cm)		20	20	20	20	20
A _t (cm ²)/m ²		4					

V.4.10. Vérifications

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités :

- Les voiles de dimension (L=1.9 m) :

Tableau V.42: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V1

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	107.26	0.314	5	C.V	0.224	3.26	C.V	350.47	0.805	15	C.V
2	79.91	0.234	5	C.V	0.167	3.26	C.V	275.05	0.632	15	C.V
3	82.21	0.240	5	C.V	0.172	3.26	C.V	193.84	0.441	15	C.V
4	56.65	0.166	5	C.V	0.118	3.26	C.V	112.91	0.259	15	C.V
5	33.92	0.099	5	C.V	0.701	3.26	C.V	36.44	0.0837	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=2.5 m) :

Tableau V.43: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V2

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	187.83	0.549	5	C.V	0.392	3.26	C.V	693.05	1.227	15	C.V
2	190.59	0.557	5	C.V	0.398	3.26	C.V	564.26	0.999	15	C.V
3	193.46	0.566	5	C.V	0.404	3.26	C.V	414.43	0.734	15	C.V
4	150.16	0.439	5	C.V	0.314	3.26	C.V	247.22	0.434	15	C.V
5	142.38	0.416	5	C.V	0.297	3.26	C.V	82.38	0.145	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=1.35 m) :

Tableau V.44: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V3/V15/V12)

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	94.74	0.277	5	C.V	0.198	3.26	C.V	787.72	2.528	15	C.V
2	80.93	0.237	5	C.V	0.169	3.26	C.V	705.03	2.263	15	C.V
3	91.6	0.268	5	C.V	0.191	3.26	C.V	566.59	1.819	15	C.V
4	87.48	0.254	5	C.V	0.183	3.26	C.V	363.35	1.166	15	C.V
5	118.07	0.345	5	C.V	0.247	3.26	C.V	135.94	0.36	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=2 m) :

Tableau V.45: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V4

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	134.55	0.393	5	C.V	0.281	3.26	C.V	659.94	1.449	15	C.V
2	125.12	0.366	5	C.V	0.261	3.26	C.V	567.39	1.256	15	C.V
3	115.54	0.338	5	C.V	0.241	3.26	C.V	441.26	0.969	15	C.V
4	83.18	0.243	5	C.V	0.174	3.26	C.V	280.12	0.615	15	C.V
5	49.83	0.146	5	C.V	0.104	3.26	C.V	91.62	0.199	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=1m) :

Tableau V.46: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V5/V10)

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	74.23	0.217	5	C.V	0.155	3.26	C.V	645.48	2.778	15	C.V
2	109.37	0.32	5	C.V	0.228	3.26	C.V	528.7	2.276	15	C.V
3	123.56	0.361	5	C.V	0.258	3.26	C.V	406.14	1.748	15	C.V
4	110.04	0.322	5	C.V	0.23	3.26	C.V	270.14	1.163	15	C.V
5	101.56	0.3	5	C.V	0.212	3.26	C.V	123.66	0.532	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=1.5 m) :

Tableau V.47: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V6/V13/V16)

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	94.26	0.276	5	C.V	0.197	3.26	C.V	787.92	2.307	15	C.V
2	80.08	0.234	5	C.V	0.167	3.26	C.V	655.85	1.920	15	C.V
3	85.97	0.251	5	C.V	0.18	3.26	C.V	519.11	1.52	15	C.V
4	64.36	0.188	5	C.V	0.134	3.26	C.V	339.08	0.993	15	C.V
5	89.51	0.262	5	C.V	0.187	3.26	C.V	126.92	0.372	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=3.1 m) :

Tableau V.48: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V7

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	379.99	1.111	5	C.V	0.794	3.26	C.V	738.46	1.057	15	C.V
2	366.38	1.071	5	C.V	0.765	3.26	C.V	580.56	0.831	15	C.V
3	309.5	0.905	5	C.V	0.646	3.26	C.V	425.06	0.609	15	C.V
4	185.1	0.541	5	C.V	0.387	3.26	C.V	267.49	0.380	15	C.V
5	166	0.485	5	C.V	0.347	3.26	C.V	100.88	0.143	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=3 m) :

Tableau V.49: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (V8/V11)

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	167	0.488	5	C.V	0.349	3.26	C.V	778.01	1.147	15	C.V
2	198.23	0.58	5	C.V	0.414	3.26	C.V	670.27	0.994	15	C.V
3	168.93	0.494	5	C.V	0.353	3.26	C.V	502.31	0.740	15	C.V
4	130.36	0.381	5	C.V	0.272	3.26	C.V	304.27	0.448	15	C.V
5	95.86	0.280	5	C.V	0.200	3.26	C.V	94.01	0.139	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=3.85 m) :

Tableau V.50: Vérification des contraintes de cisaillement du voile V9

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mp)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	212.67	0.622	5	C.V	0.444	3.26	C.V	1460.65	1.676	15	C.V
2	215.92	0.631	5	C.V	0.451	3.26	C.V	1270.57	1.458	15	C.V
3	161.29	0.472	5	C.V	0.337	3.26	C.V	1042.99	1.197	15	C.V
4	123.88	0.362	5	C.V	0.259	3.26	C.V	713.02	0.814	15	C.V
5	95.99	0.281	5	C.V	0.200	3.26	C.V	269.79	0.308	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=0.9 m) :

Tableau V.51 : Vérification des contraintes de cisaillement du voile V14

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	51.31	0.15	5	C.V	0.107	3.26	C.V	425.03	2.002	15	C.V
2	73.28	0.214	5	C.V	0.153	3.26	C.V	408.51	1.967	15	C.V
3	81.9	0.239	5	C.V	0.171	3.26	C.V	330.46	1.556	15	C.V
4	72.43	0.212	5	C.V	0.151	3.26	C.V	224.31	1.056	15	C.V
5	75.7	0.221	5	C.V	0.158	3.26	C.V	83.75	0.394	15	C.V

- Les voiles de dimension (L=1.55 m) :

Tableau V.52 : Vérification des contraintes cisaillement du voile V17

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
zone	Vu(KN)	τ (Mpa)	τ_{adm}	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	τ_{uadm} (Mpa)	$\tau_b < \tau_{uadm}$	Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
1	118.07	0.345	5	C.V	0.2447	3.26	C.V	522.87	1.487	15	C.V
2	66.33	0.194	5	C.V	0.139	3.26	C.V	496.68	1.13	15	C.V
3	40.8	0.119	5	C.V	0.085	3.26	C.V	378.79	1.077	15	C.V
4	31.94	0.093	5	C.V	0.067	3.26	C.V	245.14	0.697	15	C.V
5	21.57	0.063	5	C.V	0.045	3.26	C.V	93.38	0.262	15	C.V

Chapitre VI:

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

- Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2.Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués sur le terrain et analysés dans un laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.5$ MPa.

VI.3.Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes.

VI.3.1 Dimensionnement de la semelle

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Longrightarrow \quad S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_u = 28386.25; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{28386.25 \times 10^{-3}}{0.15} = 189.24 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est :

$$S_{bat} = 257.15 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 0.73 > 0.5$$

- **Conclusion**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour **un radier général**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI.4. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.63\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 57.82\text{cm} \leq h_r \leq 92.6\text{cm.} \quad (1)$$

a.2) Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$L_e \text{ :longueur élastique } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

E :Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b :largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.63)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.65 \quad (2)$$

Finalement : d'après (1), (2), on opte : $h_r = 80 \text{ cm}$

a) calcul de la surface minimal du radier

$$N_u = 39200.47 \text{ KN}$$

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{max}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 261.34 \text{ m}^2$$

b) Calcul de débordement (D)

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 257.15 \text{ m}^2$,

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$DD \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}, 30\right) = 40 \text{ cm}$$

On prend: $D = 50 \text{ cm}$

Donc : $S_{\text{rad}} = 296.40 \text{ m}^2$

c) Détermination des efforts

- Détermination des charges et des surcharges
 - Superstructure : $G = 22525.90 \text{ KN}$; $Q = 5860.34 \text{ KN}$
 - Infrastructure :

Poids du voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 89.696 m avec une hauteur de 1.8 m :

$$G_{\text{vp}} = L \times h \times e \times 25 = 1042.26 \text{ KN}$$

Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G(\text{dalle}) = (S_{\text{rad}} \times h \times 25) = 5917.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{voile}} + G_{\text{radier}} = 6959.82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 29485.72 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 5860.34 \text{ KN} \end{cases}$$

- Sollicitations :

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 48596.23 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 35346.06 \text{ KN}$$

- **Caractéristiques géométrique du radier**

a) Centre de masse du radier

$$(X_r, Y_r) = (11.11, 9.97) \text{ m}$$

$$V_x = 10.74 \text{ m}$$

$$V_y = 13.38 \text{ m}$$

b) Inertie du radier

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 34137.88 \text{ m}^4$$

$$I_y = 53022.14 \text{ m}^4$$

c) Centre de masse de la structure

$$(X_s, Y_s) = (10.46, 9.44) \text{ m}$$

d) L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.65 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.53 \text{ m}$$

d) Vérification du radier

• Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le BAEL 91 (page 358), nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

• Pour les voiles

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V5) de longueur $L=2.9\text{m}$.

$$N_u = 2016.16 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,2 + 2,9 + 2 \times 0,75) \times 2 = 9,2 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,2 + 3,85 + 2 \times 0,8) \times 2 = 5,65 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 6780 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Pour les poteaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1954.67 \text{KN} \\ \mu_c = 2 \cdot (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.80) = 5.2 \text{m} \\ N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

$$N_u \leq 3120.00 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

- **Conclusion**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

- **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{voile per}}$$

$$W = 5917.56 + 22525.90 + 1042.26 = 29485.72 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F_s = 1,5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN / m³).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 3.06 m).

S : surface du radier (S = 295.87 m²).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3.06 \times 295.87 = 13580.80 \text{ KN}$$

Donc: $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r = 0.72 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.6m.

$$N_u = 39200.47 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right. \implies \text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{4.6}{2} \times \frac{39200.47}{261.34} = 345.00$$

$$\tau = \frac{345.00 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.8} = 1161.61 \text{ MPa} \leq 1166.66 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$$

$\bar{\tau}_u < \tau_u$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

• **Vérification du renversement**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$

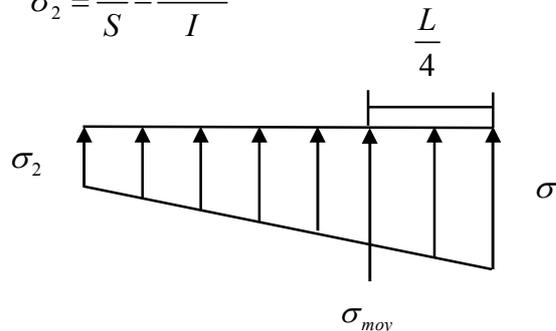


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. $h = 2$ m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Tableau VI.1 : Vérification de soulèvement

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (MN)	35.346	35.346	48.596	48.596
e(m)	0.65	0.53	0.65	0.53
S (m²)	295.87	295.87	295.87	295.87
M (KN.m)	22.9749	18.73338	31.5874	25.75588
V (m)	10.74	13.38	10.74	13.38
I (m⁴)	15904.811	88801.718	15904.8113	88801.718
σ_1 (MPa)	0.13	0.12	0.19	0.16
σ_2 (MPa)	0.10	0.12	0.14	0.16
σ_{moy} (MPa)	0.13	0.12	0.17	0.16
σ_{adm} (MPa)	0.255	0.255	0.255	0.255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

• la Vérification de stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\Rightarrow h = 3.06$ m

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

- Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E) :

Tableau VI.2: Vérification de renversement

	0.8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	35.346	35.346
e(m)	0.65	0.53
S (m²)	295.87	295.87
M (KN.m)	35.55	20.51
V (m)	10.74	13.38
I (m⁴)	15904.811	88801.718
σ_1 (KN/m²)	0.143	0.122
σ_2 (KN/m²)	0.095	0.116
σ_{moy} (KN/m²)	0.131	0.121
σ_{adm} (MPa)	0.23	0.23
Vérification	C.V	C.V

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme. $\begin{cases} M_x = 212453.54 \text{ KN.m} \\ M_y = 106861.88 \text{ KM.m} \end{cases}$

N : charge verticale permanente. N= 47100.96KN

- Sens longitudinal :

$$e_x = 4.51 \text{ m} < \frac{L_{x \max}}{4} = \frac{29.43}{4} = 7.35 \text{ m} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

- Sens transversal :

$$e_y = 2.26 \text{ m} < \frac{L_{y \max}}{4} = \frac{15.93}{4} = 3.98 \text{ m} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

- Vérification de soulèvement (G+Q+ E)

Tableau VI.3 : Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	35.346	35.346
e(m)	0.65	0.53
S (m ²)	295.87	295.87
M (KN.m)	90.47	90.47
V (m)	10.74	13.38
I (m ⁴)	15904.811	88801.718
σ_1 (KN/m ²)	0.180	0.133
σ_2 (KN/m ²)	0.058	0.105
σ_{moy} (KN/m ²)	0.150	0.126
σ_{adm} (MPa)	0.23	0.23
Vérification	C.V	C.V

VI.4.2. Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.4.2.1. Ferrailage de la dalle du radier

- Détermination des efforts

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- 1^{ère} cas: $0 \leq \rho \leq 0.4$ \implies la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ $\implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

- 2^{ème} cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$ \implies la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,85.M_x ; M_{ty}=0,85.M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,3.M_x ; M_{ay}=0,3.M_y)$$

- Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx}=0,75.M_x ; M_{ty}=0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax}=0,5.M_x ; M_{ay}=0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

- **Les sollicitations**

- ELU : $v = 0$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}(u)\text{max}} = 175 \text{ KN/m}^2$$

- ELS : $v = 0.2$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}(ser)\text{max}} = 127 \text{ KN/m}^2$$

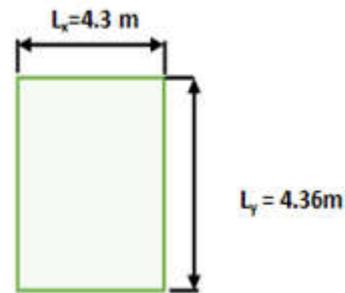


Figure VI.2: Le panneau le plus sollicité

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 4.3 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,36 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{430}{436} = 0.98$$

- **Calcul des moments**

- ELU : $v = 0$; $Q_u = 176.065 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI.4 : Les moments à L'ELU

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
P	4.3	4.36	0.98	0.0384	0.59645	93.2	62.13	118.6	37.28

- **ELS:** $v = 0.2$; $Q_{ser} = 128.517\text{KN/m}^2$:

Tableau VI.5 : Les moments à L'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
P	4.3	4.36	0.98	0.0457	0.9694	80.49	53.66	91.22	32.20

- **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 8.28\text{cm}^2$

- **Section minimale :**

- Sens XX
$$A_{ymin} = \begin{cases} 6 h_0 : f_e E500. \\ 8 h_0 : f_e E400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

- Sens YY
$$A_{xmin} = \frac{3-\rho}{2} A_{ymin}.$$

- **Espacement maximal :**

$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Pages (360)}$

- **Calcul des armatures**

Tableau VI.6: Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_U(\text{KN.m})$	93.2	62.13	118.6	32.20
$As' (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.00	0.00	0.00	0.00
$As (\text{cm}^2/\text{ml})$	3.00	1.99	3.82	1.03
$As_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	8.28	8.28	8.28	8.28
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
$As_{corr} (\text{cm}^2/\text{ml})$	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

VI.4.2.2. Ferrailage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,5$ m. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0,8m, b=1m, d=0,9h=72cm$

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables

• **Présentation schématique**

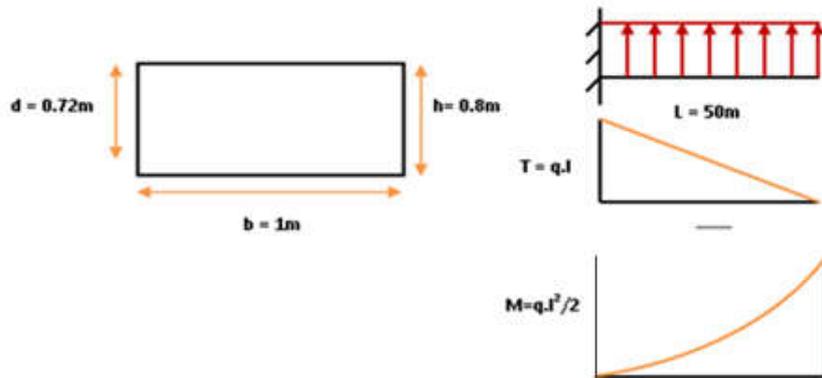


Figure VI.3 : Schéma statique du débord.

• **L'ELU**

$$M_{max} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{175 \times 0.5^2}{2} = 22KN.m$$

Tableau VI.7 : Ferrailage de débord du radier

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
22	0.72	0.106	0.67	0.96	8.28	10.05	5HA16	20

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

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

$b=1$ m.

$d = 0,9 h_r = 0.36$ m.

$$Vu = \frac{q_u \times l}{2} = 44.01$$
 KN.

$\tau_u = 0.122$ MPa.

$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.122 < 1,25 \implies$ Condition vérifiée.

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser}L^2/2$$

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

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s+d'.A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right] \sigma_{bc}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée sens	80.49	10.05	1.63	15	C.V
Appuis sens	53.66	10.05	0.99	15	C.V
Travée sens	91.22	10.05	1.88	15	C.V
Appuis sens	32.20	10.05	0.50	15	C.V
Débord	15.875	10.05	0.29	15	C.V

• **Schéma de ferrailage du radier**

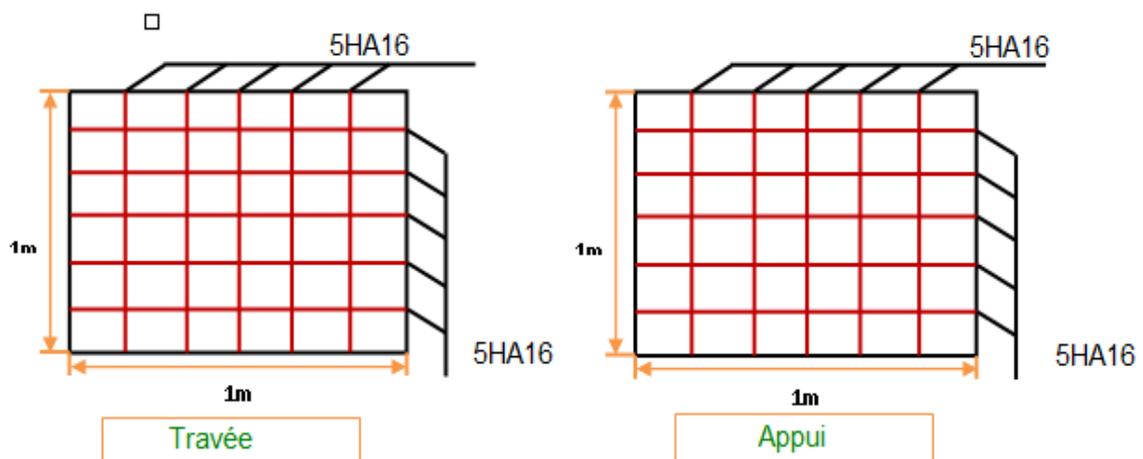


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier

VI.3. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI.3.1. INTRODUCTION

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003° ? le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.3.2.DIMENSIONNEMENT

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20cm
- Hauteur de 2.66m
- Longueur de 89.69m

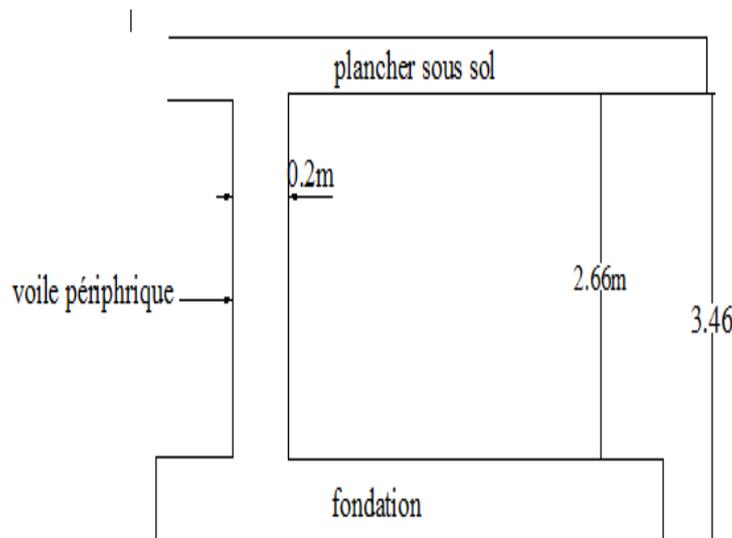


Figure VI.5: Dimensions du voile périphérique.

VI.3.3. Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de **1 ml**.

On a :

$$A_V \geq 0,1\% \times 20 \times 100 \rightarrow A_V \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_H \geq 0,1\% \times 20 \times 100 \rightarrow A_H \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

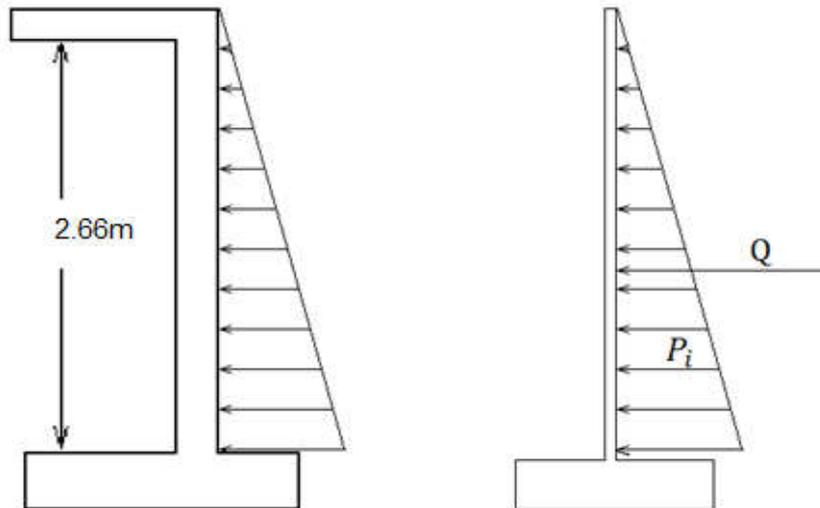


Figure VI.6 : Schéma statique du voile périphérique.

On a :

: L'angle de frottement du remblai ; $\phi = 15^\circ$

γ_d : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_d = 17.30 \text{ KN/m}^2$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale) ;

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,589$$

- Calcul de la force de poussée

$$P_i = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 3.63^2 \times 0,589 = 36.05 \text{ KN/m}$$

- Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage était pour une bande de **1 m** de largeur et pour la panneau le plus sollicité.

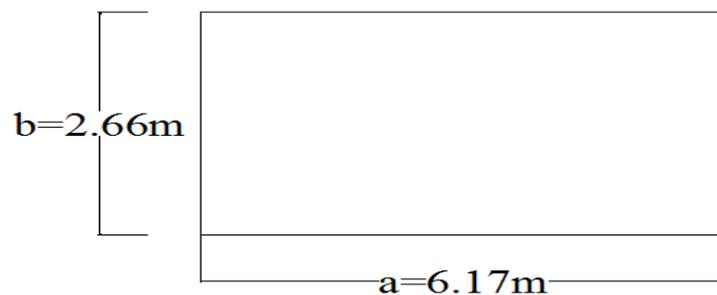


Figure VI.7 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique

$a = 4.63 \text{ m}$; $b = 2.66 \text{ m}$;

$$\rightarrow \alpha = \frac{2.66}{(4.63 - 0.5)} = 0,64$$

- **Calcul du ferrailage vertical**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en considérant la fissuration comme très préjudiciable (calcul à l'E.L.S.).

-A l'E.L.S.

$$\mu_x = 0.0819; \mu_y = 0,5117$$

- **Dans le sens X-X :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0819 \times 36,05 \times 4.63^2 = 63.29 \text{ KN.m}$$

- **Dans le sens Y-Y :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,3402 \times 198.57 = 32,39 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.9 : Les moments à l'E.L.S

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
P	4.63	2.66	0.64	0.0819	0.5117	47.48	31.65	24.30	16.20

Tableau VI.10 : Ferrailage du mur de soutènement

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U (KN.m)	47.48	31.65	24.30	16.20
As' (cm ² /ml)	0	0	0	0
As (cm ² /ml)	6.02	3.77	2.76	1.66
As_{min} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres/ml	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
As_{corr} (cm ² /ml)	7.7	7.7	5.65	5.65

VI.3.4. VERIFICATIONS NECESSAIRES

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{\min} \geq 1,54\text{cm}^2$$

La condition de non Fragilité est vérifiée

- **Armature transversale**

-Les dalles sont bétonnée sans reprise de bétonnage dans tous leur épaisseur

- $\tau_u \leq 0,07f_{c28}/\gamma_b$: selon (l'article A.5.2.2 du CBA 93)

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\tau_u = V_u/b_0d$$

$$V_u = P_u \times L/2 = 0,36 \times 2,66 / 2 = 0,48\text{t}$$

$$\tau_u = 0,48 \times 10^{-2} / 1 \times 0,18 = 0,0266 \text{ MPa}$$

$$0,07f_{c28}/\gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,15 = 1,522 \text{ MPa}$$

D'où :

- $\tau_u \leq 0,07f_{c28}/\gamma_b$ \implies condition vérifiée

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Schéma du voile périphérique**

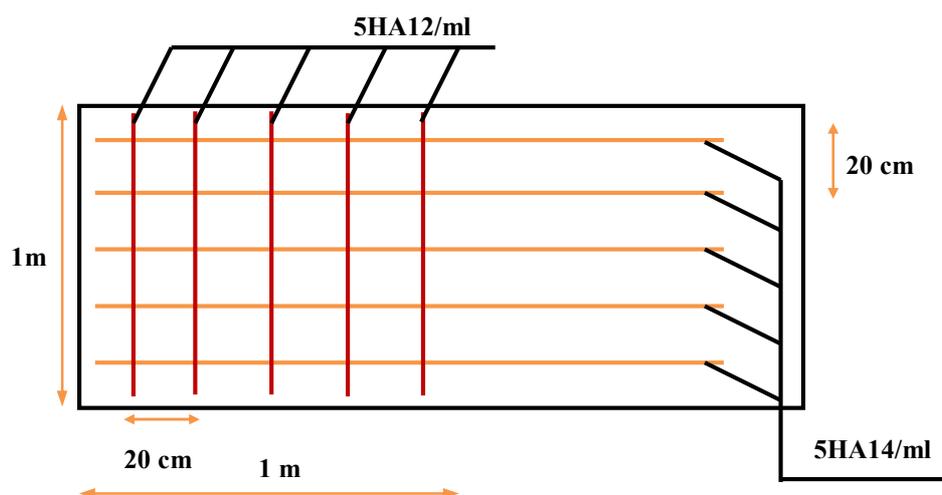


Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION

La réalisation de cette étude représente en quelque sorte la concrétisation de l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Elle nous a permis aussi de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter.

Nous avons constaté par ailleurs que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur le terrain.

A noter aussi que lors de la conception d'ouvrages, la prise en compte de la notion de durabilité revêt une importance croissante et tend à devenir primordiale ; elle repose d'abord sur un choix pertinent des matériaux de construction.

A cet égard, l'utilisation des armatures inox en substitution partielle ou totale des armatures en acier s'impose pour les ouvrages vulnérables ou soumis à des environnements agressifs, ou dans certains cas pour les zones de forte sismicité,

Sur le plan technique, l'utilisation optimisée de l'inox nécessite en premier lieu de déterminer les structures ou parties d'ouvrages exposées à des agressions environnementales sévères puis celles qui sont soumises par ailleurs à des contraintes spécifiques du type séisme, environnement agressif, ou dans certains cas pour les zones de forte sismicité,

Enfin pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifié qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Enfin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

Bibliographie

➤ Règlements :

- Règlement Parasismique Algérien 99 ver.03, DTR B C 2 48.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** « Document technique réglementaire (charges et surcharges) ».

➤ LIVRES :

- **M.BELAZOUGUI**, « calcul des ouvrages en béton armé », Edition OPU.
- **H.RENAUD et J.LAMIRAULT**, « précis de calcul béton armé », Edition Dunod.

➤ Logiciels :

- ETABS.....Analyse des structures.
- RDM6.....Calcul des moments et des efforts.
- AUTOCAD 2015.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- SOCOTEC..... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).

➤ Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux

ANNEXE I

- ω % : Teneur en eau naturelle
- WL, WP : Limite de liquidité et Limite de plasticité
- IC : indice de consistance
- IL : Indice de liquidité
- Ac : Activité de SKEMPTON

La teneur en eau naturelle est inférieure à la limite de plasticité (WP), le sol est donc à l'état solide

L'appréciation de la plasticité des formations en place selon les valeurs de la limite d'ATTERBERG (Abaque de CASAGRANDE), ainsi que l'indice de consistance $Ic > 0$ (TERZAGHI). On déduit qu'il s'agit d'une argile moyennement plastique et de bonne consistance.

Formations Argileuses normales selon SKEMPTON ($Ac < 1.25$).

c) Densité, Poids Spécifique, Porosité et Compacité

Le tableau ci après, résume les résultats et fait apparaître l'état du sol :

Sondages N°	Profondeurs (m)	W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Sr%	eo	n	1-n
S01	5.10-5.60	19.875	1.725	2.067	94.941	0.565	0.361	0.638
	7.30-7.70	14.765	1.823	2.092	82.867	0.481	0.325	0.675

La densité sèche (γ_d) est moyenne à bonne, elle varie de 1.725 t/m³ à 1.823 t/m³ ce qui indique que le sol en place est moyennement compact :

- Le degré de saturation est de 88.908% en moyenne, les sols en place sont moyennement humides.

- L'indice des vides e_0 calculé est supérieur à 0.450, par contre la porosité (n) déduite de l'indice des vide est supérieure à 0.300 sa compacité est de 0.656 en moyenne. Par ailleurs, les formations rencontrées présentent une compacité moyenne.

2- Essais Mécaniques :

a) Cisaillements Simples :

Les paramètres de cisaillement (ϕ , c) sont regroupés dans le tableau ci-après :

Sondage N°	Profondeurs (mètres)	ϕ^o_u (degrés)	Cu (bars)
S01	5.10-5.60	15°	0.420
	7.30-7.70	21°	0.400

b) Capacité Portante :

La capacité portante du sol peut être estimée soit : A partir des essais de pénétration dynamique selon la formule de SANGLERA, soit : A partir des essais de laboratoire selon les formules suivantes de TERZAGUI :

-*- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS -*-

La synthèse des essais de laboratoire et in-situ effectués sur le site devant recevoir la construction prévue à BOUIRA, nous permet de conclure que le terrain est constitué par : Des formations alluvionnaires argileuses plus ou moins caillouteuses à graveleuses en profondeur surmontées par une couche de remblais de 4.40m de hauteur à peu près.

Ces formations géologiques présentent un pouvoir portant moyen à bon.

Les essais de laboratoire déterminent, un sol moyennement compressible, non gonflant de compressibilité moyenne.

MODE DE FONDATION :

Nous vous conseillons :

Un mode de fondation semi profond de type semelles isolées solidarisées par des longrines rigides (au niveau des fondations et dans les deux sens) ou filantes afin de palier à tout risque de tassement différentiel ancrées au delà de 4.40 m de profondeur à partir du niveau actuel du terrain naturel.

CAPACITE PORTANTE DU SOL:

Le taux de travail retenu pour le calcul de l'infrastructure ne doit pas dépasser 1.50 bars.

Recommandations :

- Prévoir un système d'étanchéité au voisinage immédiat des fondations afin d'éviter toute filtration d'eau.

- Éviter toute stagnation d'eau au périmètre des fondations et également les travaux de fondation de terrassement pendant les périodes pluviales.

- Il y a lieu de procéder au décapage du remblai afin d'éviter de reposer les semelles sur cette couche.

- Prendre des mesures de sécurité vis-à-vis du mur de clôture longeant le côté Est, lors de l'exécution des travaux de fondation afin de ne pas le déstabiliser.

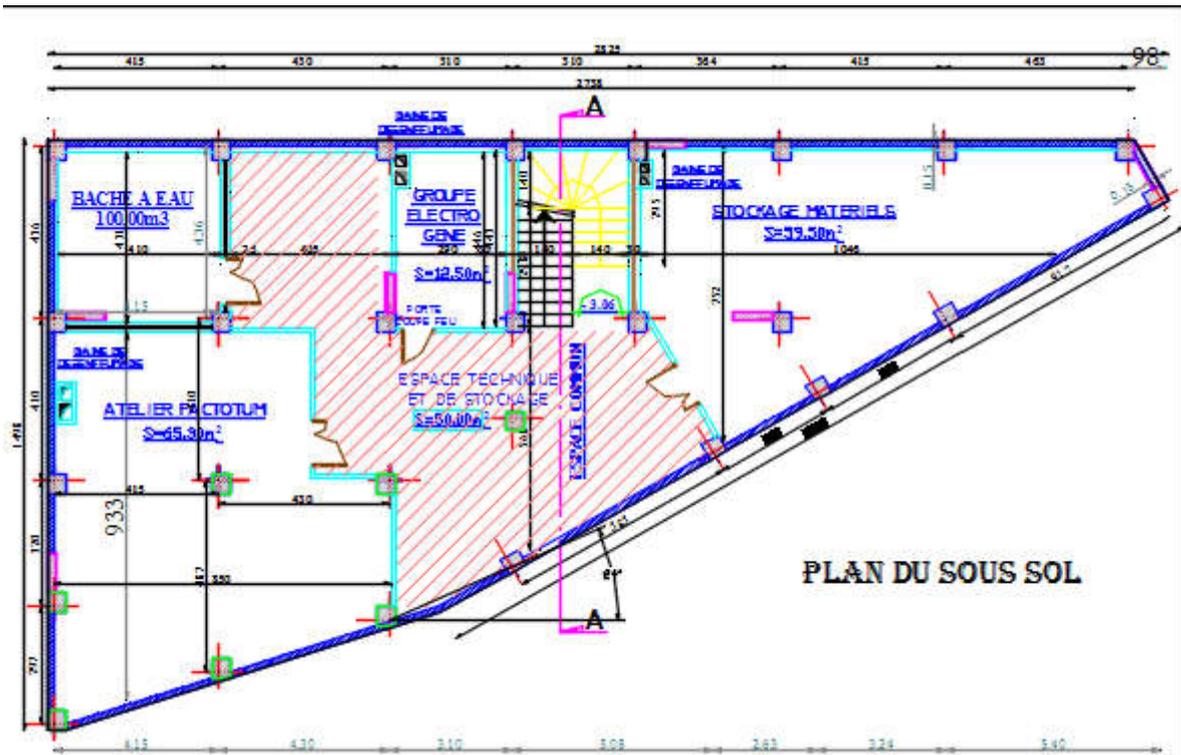
- **B**lindage des parois de la fouille pour éviter les éboulements de cette dernière et assurer la sécurité des ouvriers.

- **I**l faudrait tenir compte d'une éventuelle remontée de la nappe d'eau (l'eau ayant été localisée dans la plupart des essais).

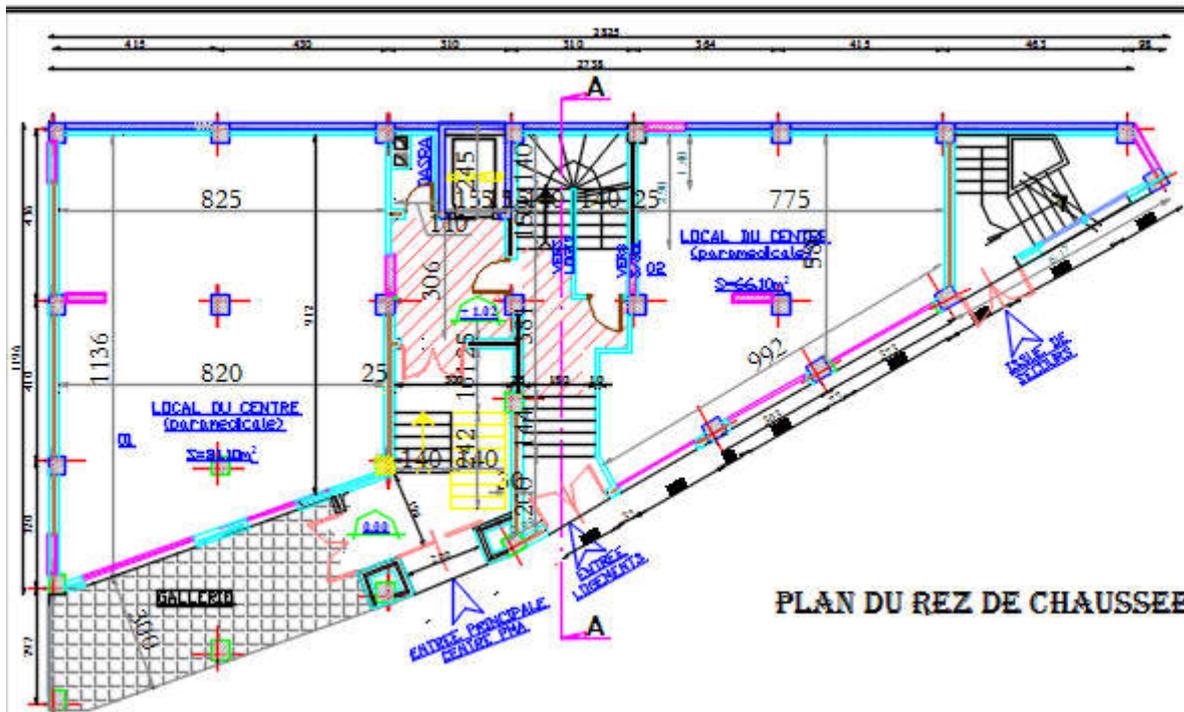
Bouira le : 03/01/2013

Mme AMRIOU Akila
Ingénieur d'Etat en T.P
Agrée par le Ministère des Travaux
Publics Sous Le N°: 55/2009

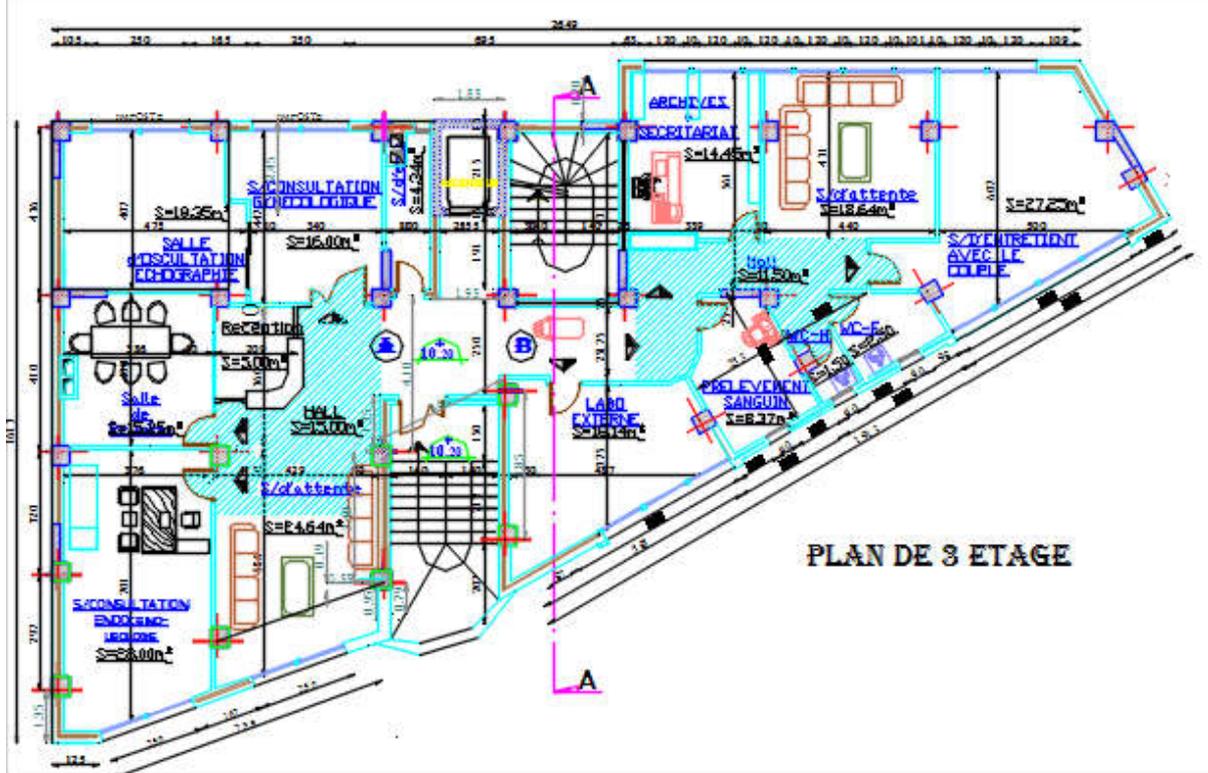
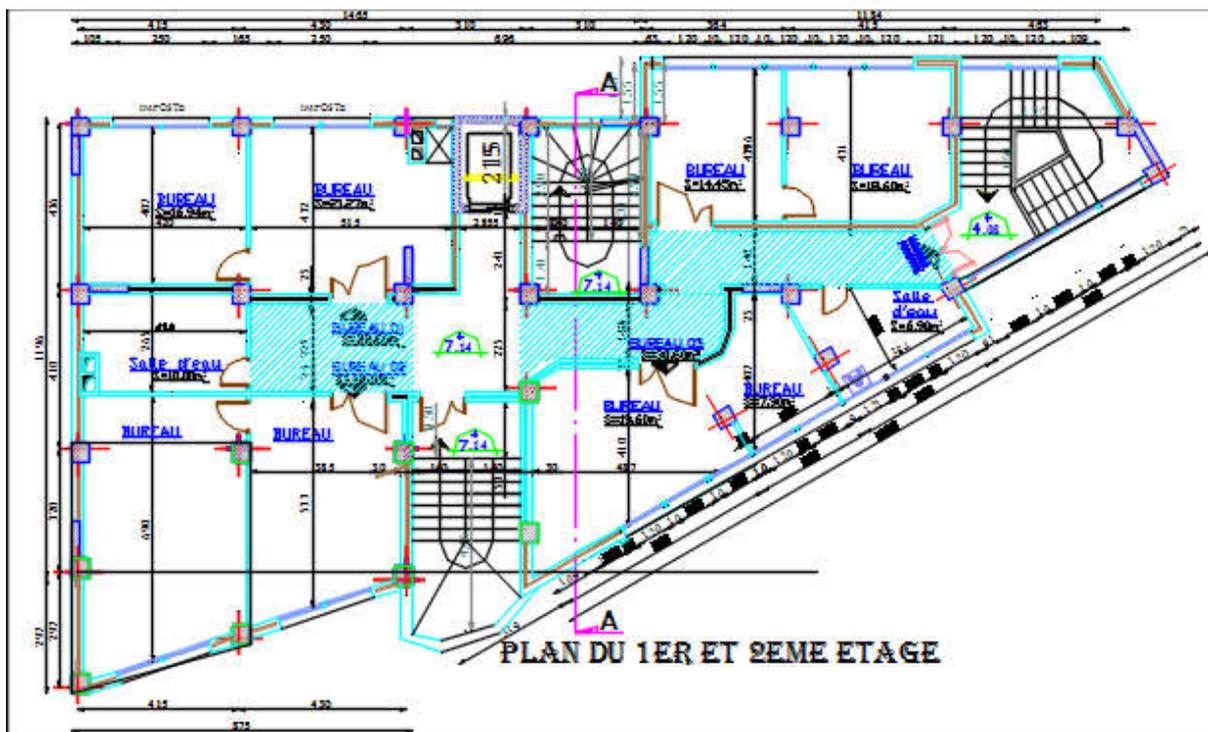
ANNEXE II

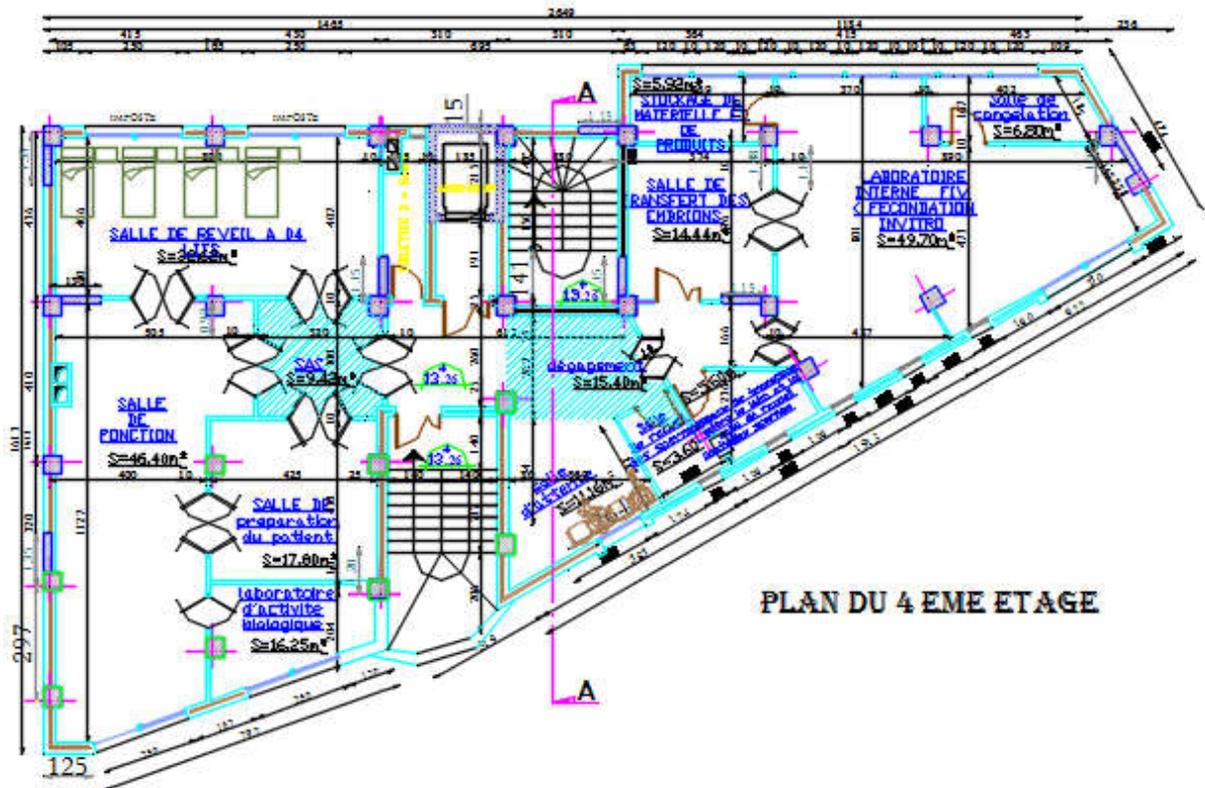


PLAN DU SOUS SOL

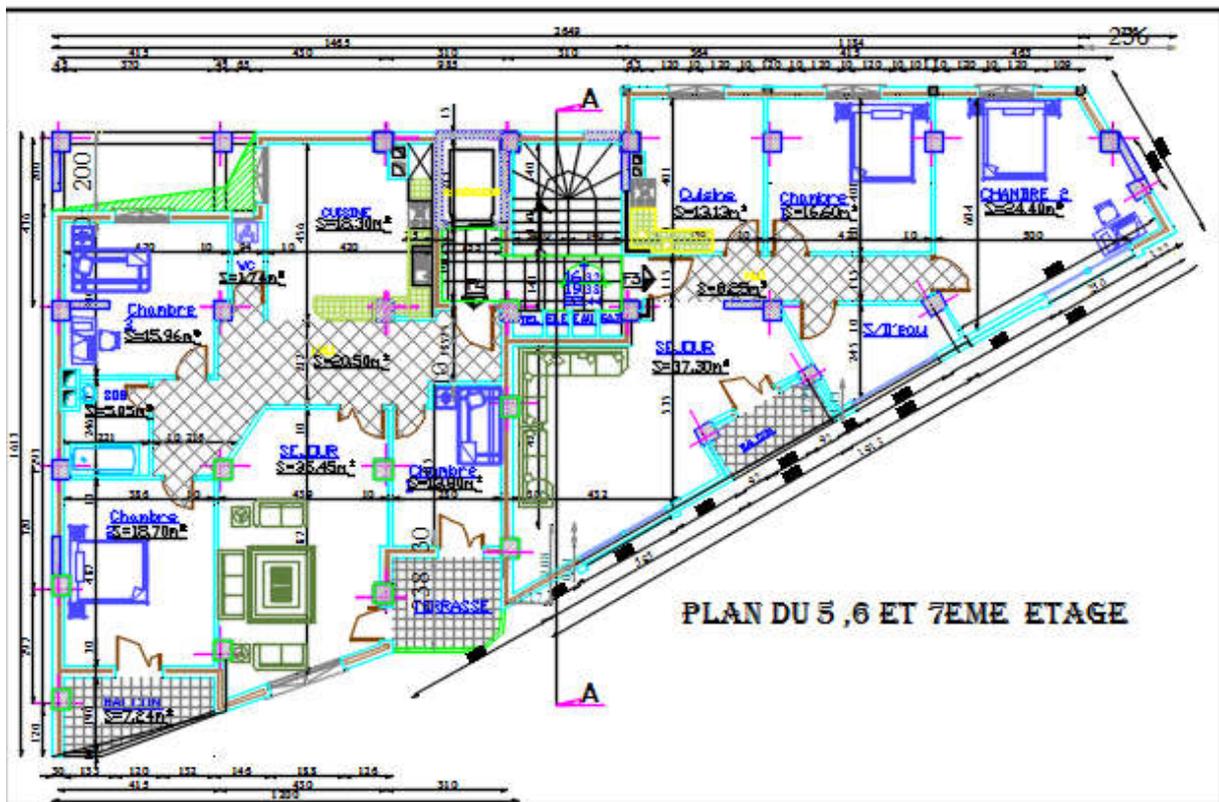


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

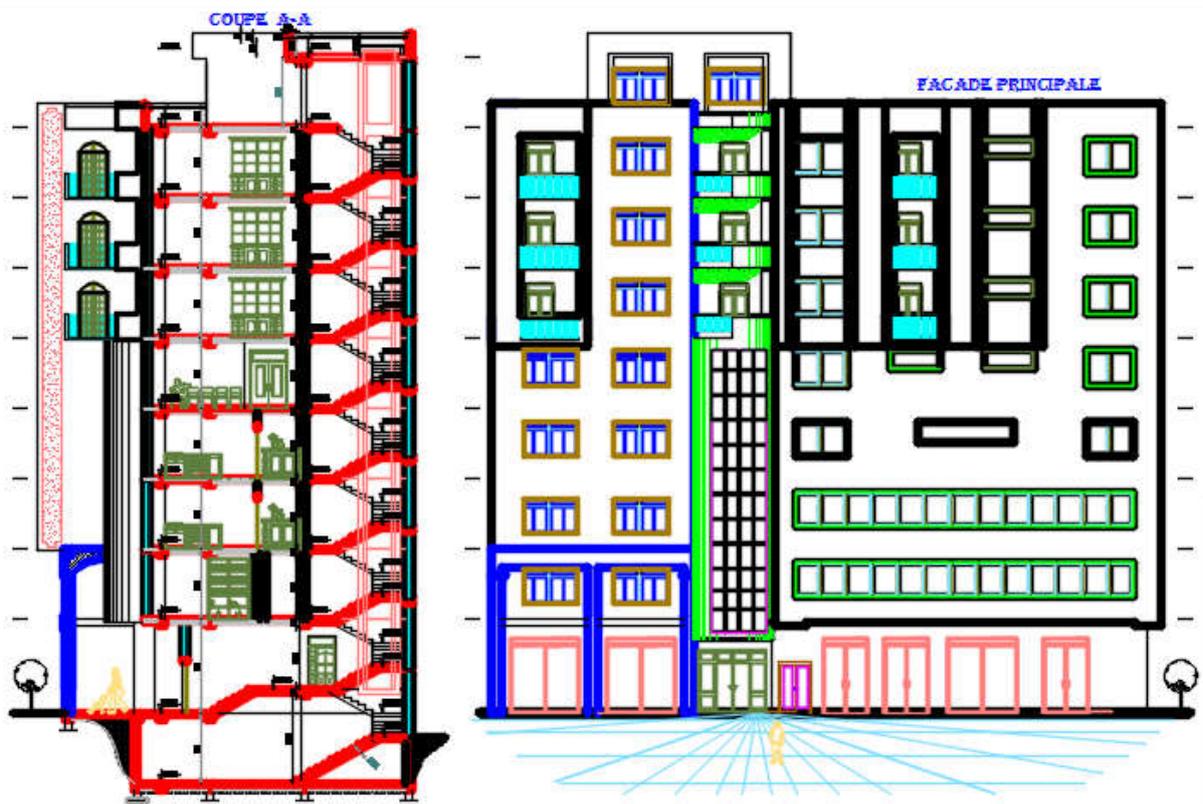
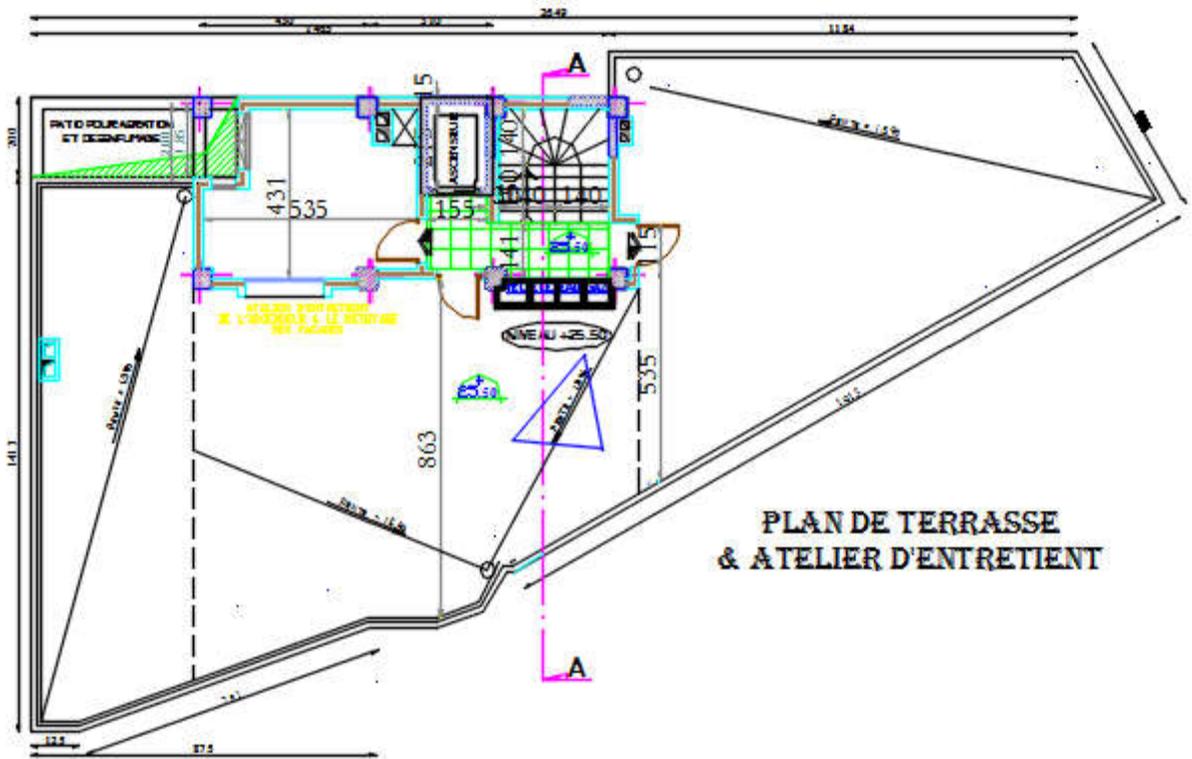




PLAN DU 4 EME ETAGE



PLAN DU 5, 6 ET 7 EME ETAGE



ANNEXE III

Schéma de ferrailage du voile V9

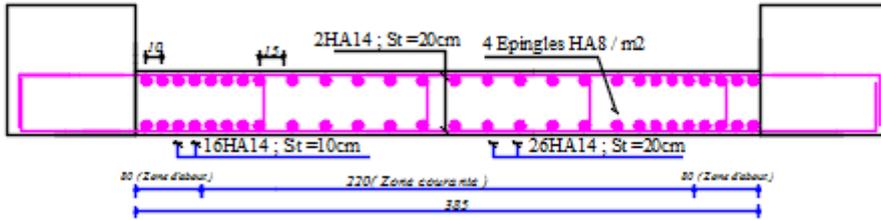
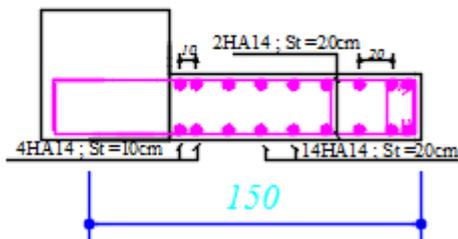
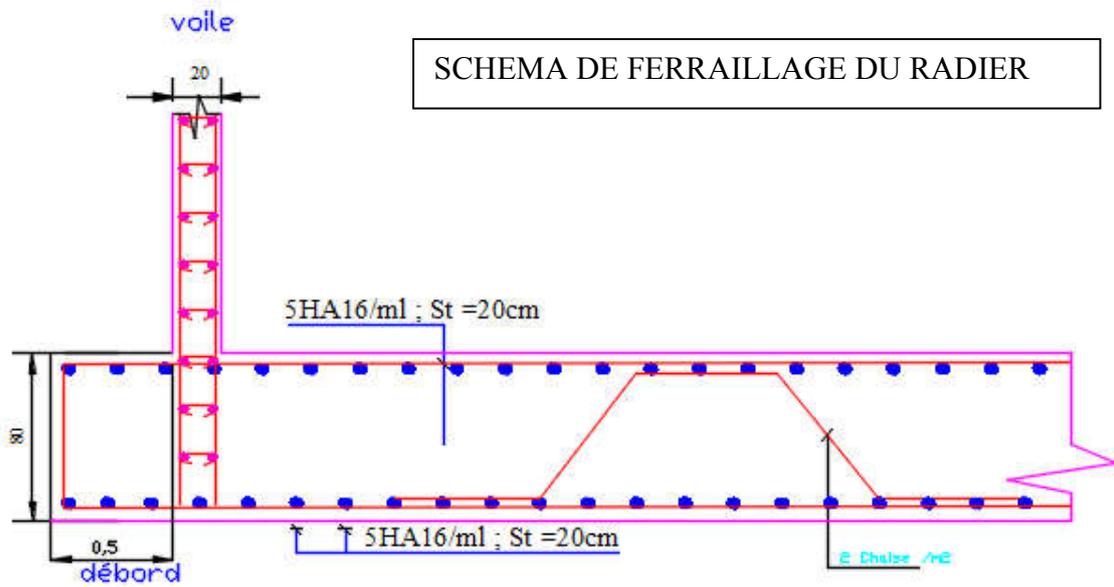


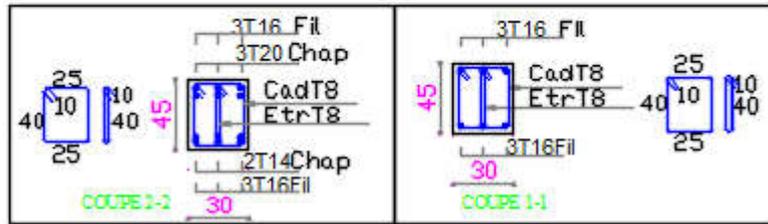
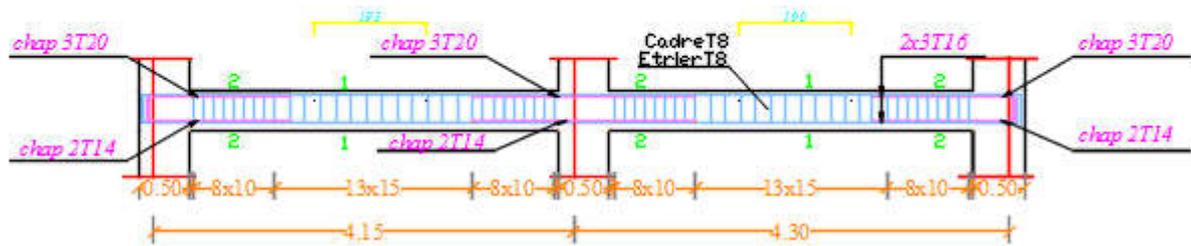
Schéma de ferrailage du voile V6



SCHEMA DE FERRAILAGE DU RADIER



POUTRES (30x45) - Sens (X-X)



POUTRES (30x40) - Sens (Y-Y)

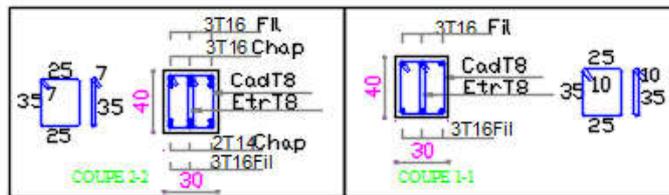
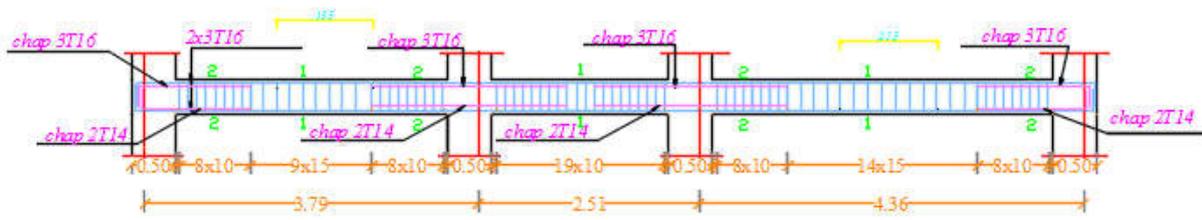
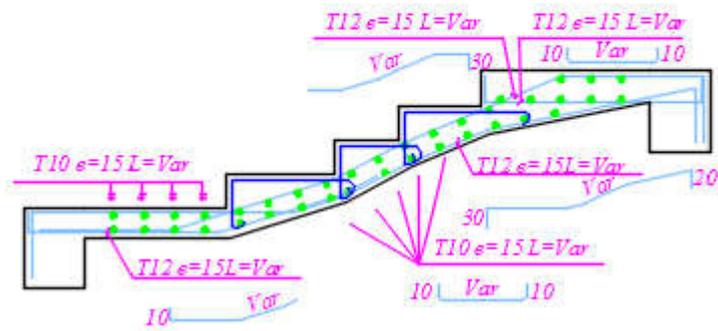
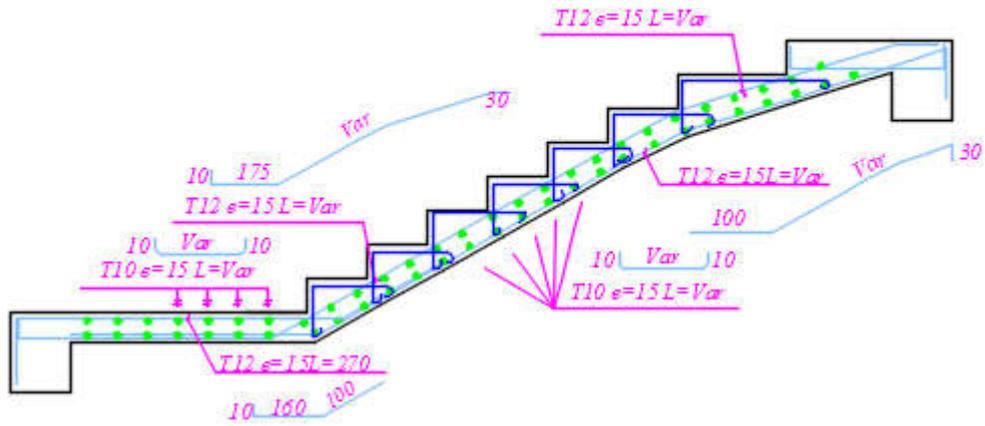


Schéma de Ferrailage d'escalier



POUTRE PALIER (30x40)

