

N°

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2018

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BELKADI Abla

DJERALFIA Hadjira

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en

Filière : **GENIE CIVIL**

Option : structures

Thème

Etude de l'influence de la classe du sol et de la hauteur sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé implanté en zone de forte sismicité

Devant le jury composé de

Dr : KENNOUCHE Salim

MCB

Président

Dr : AMRANE Belaid

MCB

Encadreur

Mr : ABDELHAMID Abdelmalek

MAA

Examineur

Mme : MOHAMADI Sadika

MAA

Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018

Remerciements

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles Pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Dr AMRANE Belaid, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants de département de génie civil

Nous remercions aussi tous les travailleurs de Bureau d'étude « Techno-Bat », notamment : FATIMA pour nous avoir aidés.

Nous remercions tous le membre des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail et à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail



Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète-je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de bonheur et ma source de courage et de patience c'est elle qui ma donné la vie elle fait partie de moi à qui j'exprime toute ma reconnaissance.

À la personne qui a passé les nuits pour notre éducation et qui m'a donné des valeurs et de bonnes mœurs pour sa patience et tous ses efforts Mon très cher père.

À mes très chers frères : Hakim, Messaoud, Merzak, Nacer, Haroun, khaled pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

À mes chères sœurs : Laldja, Habiba, Yasmine.

À la personne avec qui je connaissais le sens de l'amitié, mon amie et mon esprit Hadjira

*À Mes chers amies sœurs: Samira, Saloua, Samia, warda
À tout mes amis de L'université AMO.*



BELKADI.Abla



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A le plus beau et bon homme dans le monde qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis et qui m'a toujours guidé vers le bon chemin. A mon père " Amar ". Je t'adore papa.

A la femme qui règne sur mon cœur qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offert tout l'amour, toute la tendresse plus que peut donner une mère à sa fille, celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité. A ma mère " Adjrad Louiza" je t'aime mama.

A mes chères sœurs : Nacira, Nassima et Fatima Zahra pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

A mes chers frères : Hakim, Miloud, Fatah, Mohamed, Marouan et Ahmed pour leur appui et leur encouragement.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A celle avec qui j'ai partagé le stress et les moments les plus agréables, a ma très chère copine " Abla ".

A mes amies: Samira, Saloua, Samia, Warda.



DJERALFIA Hadjira

Résumé

Ce projet porte sur l'étude de l'influence de la hauteur d'une structure et la classe du sol sur ses performances sismiques.

L'étude est menée par analyse statique linéaire sans tenir compte de l'influence de l'interaction sol/structure. D'où la difficulté de prévoir une éventuelle entrée en résonance en relation avec la classe du sol. En revanche, l'effet de la hauteur et la classe du sol sur les déplacements d'étages et les efforts sismiques à la base est nettement visible.

D'une manière générale, les résultats obtenus montrent que plus la hauteur de la structure est grande, plus il y'a risque de rentrer en résonance pour les structures implantées sur sites mous. A l'inverse, lorsque les mouvements du sol sont rapides (cas des sols rigides), ce sont les structures de petites hauteurs qui risquent de rentrer en résonance.

Mots clés : Résonance ; Hauteur ; classe du sol ; RPA ; bâtiment ; analyse dynamique.

Abstract

This project deals with the study of the influence of the height of a structure and the soil class on its seismic performances.

The study is conducted by linear static analysis without taking into account the influence of the soil / structure interaction. Hence the difficulty of foreseeing a possible resonance entry in relation to the soil class. On the other hand, the effect of height and soil class on floor displacements and seismic forces at the base is clearly visible.

In general, the results obtained show that the higher the height of the structure, the greater the risk of resonating for structures implanted on soft sites. Conversely, when the ground movements are fast (case of rigid soils), it is the structures of small heights that risk resonating.

Key words: Resonance; Height; soil class; RPA; building; dynamic analysis.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة تأثير ارتفاع الهيكل وموقع إنشائه على أدائه الزلزالي يتم إجراء الدراسة عن طريق تحليل ثابت خطي دون الأخذ في الاعتبار تأثير تفاعل التربة / البنية. ومن هنا صعوبة توقع دخول التجاوب المحتمل فيما يتعلق بفتنة الموقع. من ناحية أخرى. فإن تأثير الارتفاع والموقع على النزوح الأرضي والقوى الزلزالية في القاعدة واضح بشكل واضح. بشكل عام، تظهر النتائج التي تم الحصول عليها أنه كلما ارتفع ارتفاع البنية، كلما زاد خطر وجود صدى للمنشآت المنشأة في المواقع اللينة. على العكس من ذلك ، عندما تكون الحركات الأرضية سريعة (حالة تربة جامدة) ، فهي هياكل الارتفاعات الصغيرة التي تحمل صدى.

الكلمات المفتاحية : التجاوب , ارتفاع , نوعية التربة RPA , عمارة , التحليل الديناميكي.

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Sommaire.....	IV
Liste des tableaux.....	XI
Liste des figures.....	XX
Introduction générale.....	1
PARTIE I : Etude de la structure d'origine	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 : Présentation de la structure d'origine	3
I.2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
I.3 : Données sismiques de la structure.....	3
I.4 : Caractéristique du sol.....	3
I.5 : Hypothèses de calcul.....	4
I.6 : Les éléments de l'ouvrage.....	4
I.7 : Règle de calcul.....	5
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants	
II.1 : Introduction.....	6
II.2 : Pré-dimensionnement des planchers.....	6
II.3 : Pré-dimensionnement des poutres.....	7
II.3.1 : Poutres principales.....	8
II.3.2 : Poutres secondaires.....	8
II.4 : Pré-dimensionnement des voiles	9
II.5 : Descente de charge	10

II.6 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	13
II.7 : Les étapes de calcul.....	13
Chapitre III : calcul des éléments secondaires	
III.1 : Etude de l'acrotère.....	25
III.1.1 : Introduction.....	25
III.1.2 : calcul de l'acrotère.....	25
III.2 : Calcul des escaliers.....	35
III.2.1 : Définition.....	35
III.2.2 : Terminologie.....	36
III.2.3 : Etude de l'escalier type (01).....	37
III.2.4 : Etude de l'escalier type (02).....	53
III.2.5 : Etude de l'escalier type (03).....	64
III.2.6 : Etude de l'escalier type (04).....	75
III.3 : Etude de la poutre palière.....	86
III.3.1 : Etude de la poutre palière de l'étage courant.....	86
III.3.2 : Etude de la poutre palière de l'entre sol.....	92
III.3.1 : Etude de la poutre palière du RDC.....	98
III.4 : Etude du balcon.....	105
III.4.1 : Pré-dimensionnement de la dalle pleine.....	105
III.4.2 : Schéma statique de calcul.....	105
III.4.3 : Calcul des efforts.....	105
III.4.4 : Combinaisons des charges.....	106
III.4.5 : Ferrailage du balcon.....	106
III.4.6 : Vérification à l'ELU	108
III.4.7 : Vérification à l' ELS.....	109

III.4.8 : Schéma de ferrailade du balcon.....	110
III.5 : Calcul de plancher.....	111
III.5.1 : Calcul de la dalle de compression.....	111
III.5.2 : Calcul des poutrelles.....	112
III.5.3 : Ferrailage des poutrelles.....	130
III.5.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	138
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
IV.1 : Introduction.....	139
IV.2 : Objective de l'étude dynamique.....	139
IV.3 : Les méthodes de calcul selon le RPA.....	139
IV.3.1 : Choix de la méthode de calcul	140
IV.3.2 : La méthode d'analyse modal spectrale	141
IV.4: Modélisation	141
IV.4.1 : Modélisation mathématique	141
IV.4.2 : Détermination des fréquences et modes propres	141
IV.4.3 : Modélisation de la structure	143
IV.4.3.1 : Modélisation de la rigidité	143
IV.4.3.2 : Modélisation de la masse	143
IV.5 : Présentation de logiciel ETABS.....	144
IV.6 : Les étapes de modélisation	144
IV.7 : Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	146
IV.8 : Calcul de la période fondamentale de la structure d'origine.....	148
IV.9 : Justification du système de contreventement.....	149
IV.10 : Disposition des voiles.....	150
IV.11 : Vérification de la participation des masses modales.....	151

IV.12 : Détermination du poids propre de la structure.....	154
IV.13 : Caractéristiques géométriques de la structure.....	155
IV.14 : Evaluation de la force sismique totale de la structure.....	159
IV.15 : Combinaison des réponses modales.....	160
IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	162
IV.17 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	163
IV.18 : Vérification des déplacements inter étage.	166
IV.19 : Vérification vis-à-vis de l'effet de P- Δ	167
IV.20 : Vérification au renversement.....	169
IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit.....	172

Chapitre V : Calcul des éléments résistants.

V.1 : Etude des poteaux.....	173
V.1.1 : Introduction.....	173
V.1.2 : Ferrailage des poteaux.....	173
V.1.2.1 : Ferrailage longitudinales.....	173
V.1.2.2 : Ferrailage transversales.....	176
V.1.2.3 : Procédures de calcul des armatures longitudinales.....	178
V.1.2.4 : Exemple de calcul.....	185
V.1.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	196
V.2 : Calcul des poutres.....	197
V.2.1 : Introduction.....	197
V.2.2 : Méthode de calcul selon le BAEL 91 version 99.....	197
V.2.2.1 : Armatures longitudinales	197
V.2.2.2 : Armatures transversales	200
V.2.3 : Recommandations de RPA 99 version 2003.....	201
V.2.4 : Exemple de calcul	202

V.2.4.1 : Calcul des armatures longitudinales	202
V.2.4.2 : Calcul des armatures transversales	206
V.2.5 : Les tableaux récapitulatifs des résultats trouvés	207
V.2.6 : Schéma de ferrailage des poutres	217
V.3 : Calcul des voiles.....	220
V.3.1 : Introduction.....	220
V.3.2 : Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	221
V.3.3 : Rôle de contreventement.....	221
V.3.4 : Combinaisons des charges.....	221
V.3.5 : Prescriptions imposés par RPA99V2003.....	221
V.3.6 : Méthode de calcul.....	224
V.3.7 : Schéma de ferrailage des voiles.....	234

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 : Calcul de l'infrastructure	235
VI.1.1 : Introduction.....	235
VI.1.2 : Type de fondation.....	235
VI.1.3 : Etude de sol.....	235
VI.1.4 : Stabilité des fondations.....	235
VI.1.5 : Facteurs de choix de fondations.....	236
VI.1.6 : Choix de type de fondation.....	236
VI.1.7 : Ferrailage du radier.....	250
VI.1.7.1 : Ferrailage de la dalle du radier.....	251
VI.1.7.2 : Ferrailage de débord du radier.....	254
VI.1.7.3 : Schéma de ferrailage du radier.....	256
VI.1.7.4 : Ferrailage de la nervure.....	257
VI.1.7.5 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	267

VI.2 : Etude de voile périphérique.....	268
VI.2.1 : Introduction.....	268
VI.2.2 : Dimensionnement du voile.....	268
VI.2.3 : Caractéristique du sol.....	269
VI.2.4 : Evaluation des charges et surcharges.....	269
VI.2.5 : Ferrailage du voile.....	270
VI.2.6 : Schéma de ferrailage du voile	276
 PARTIE II : L'influence de la nature du sol de fondation et la hauteur du bâtiment sur son comportement dynamique	
 Chapitre I : Influence de la nature de sol de fondation et la hauteur du bâtiment sur son comportement dynamique.	
I.1 : Introduction.....	278
I.2 : Les principaux paramètres influençant sur le comportement dynamique d'une structure.....	278
I.3 : Influence de la hauteur de la structure son comportement dynamique	284
I.4 : Influence de la nature du sol de fondation sur le comportement dynamique de la Structure.....	288
Conclusion générale.....	292
Bibliographie.....	393

Partie I : Etude de la structure d'origine

Chapitre II : Pré-dimensionnement de l'élément résistant :

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poutres09

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessibles corps creux11

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher étage courant corps creux.....11

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessibles dalle pleine.....12

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher étage courant dalle pleine.....12

Tableau II.6 : Tableau de la loi de dégression des charges d'exploitation.....17

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux.....22

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification des sections.....23

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de vérification au flambement.....24

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires :

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification de contrainte de béton.....32

Tableau III.2 : Charge permanente de la volée de l'escalier type 139

Tableau III.3 : Charge permanent du palier d'escalier type 1.....39

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul.....44

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de vérification a ELS.....47

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la flèche de l'escalier
type1.....52

Tableau III.7 : Charge permanente de la volée de l'escalier type 2.....54

Tableau III.8 : Charge permanent du palier de l'escalier 2.....55

Tableau III.9 : La sollicitation de calcul.....60

Tableau III.10 : Calcul des armatures a l'ELU.....	61
Tableau III.11 : Vérification a l'ELS.....	61
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de choix des armatures	61
Tableau III.13 : Vérification a l'ELU	62
Tableau III.14 : Résultats de la flèche de l'escalier type 2.....	63
Tableau III .15 : Charge permanente de la volée de l'escalier type3.....	66
Tableau III.16 : Charge permanente du palier de l'escalier type3.....	66
Tableau III.17 : Les sollicitations de calcul.....	71
Tableau III.18 : Calcul des armatures d'escalier type 3 à l'ELU	72
Tableau III.19 : Vérification d'escalier type 3 à l'ELS.....	72
Tableau III.20 : Choix et vérification des armatures d'escalier type 3	72
Tableau III.21 : Vérification à l'ELU d'escalier type 3	73
Tableau III.22 : Les résultats de la flèche de l'escalier type 3.....	74
Tableau III.23 : Charge permanent de la volée de l'escalier type 4 (volée2).....	77
Tableau III.24 : Charge permanent du palier de l'escalier type 4 (volée2).....	78
Tableau III.25 : Les sollicitations de calcul d'escalier type 4 (volée2).....	82
Tableau III.26 : Calcul des armatures d'escalier type 4 (volée2) à l'ELU.....	82
Tableau III.27 : Vérification à l'ELS d'escalier type 4 (volée2)	83
Tableau III.28 : Choix et vérification des armatures d'escalier type 4 (volée2)	83
Tableau III.29: Vérification d'escalier type 4 (volée2) à l'ELU.....	83
Tableau III.30 : Calcul de la flèche d'escalier type 4 (volée2)	85
Tableau III.31 : Les sollicitations de calcul de la poutre palière de l'étage courant	87

Tableau III.32 : Calcul des armatures à l'ELU de la poutre palière de l'étage courant	91
Tableau III.33 : Les sollicitations de calcul de la poutre palière de l'entre sol.....	94
Tableau III.34 : Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palière de l'entre sol.....	98
Tableau III.35 : Les sollicitations de calcul de la poutre palière de l'RDC.....	100
Tableau III.36 : Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palière de l'RDC.....	104
Tableau III.37 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	109
Tableau III.38 : Les charges reprend par les planchers.....	114
Tableau III.39 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELU) de poutrelle de type 1.....	117
Tableau III.40 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELS) des poutrelles de type 1	119
Tableau III.41 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELU) des poutrelle de type 2.....	121
Tableau III.42 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELS) des poutrelles de type 2.....	122
Tableau III.43 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELU) des poutrelles de type 3.....	124
Tableau III.44 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELS) des poutrelles de type 3.....	126
Tableau III.45: Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELU) des poutrelles de type 4.....	128
Tableau III.46 : Les résultats trouvée d'après la méthode de CAQUOT (ELS) des poutrelles de type 4.....	129
Tableau III.47 : Les sollicitations de calcul à l'ELU	131

Tableau III.48 : Les sollicitations de calcul à l'ELS.....	131
Tableau III.49 : Les résultats de calcul des armatures en travée.....	133
Tableau III.50 : Les résultats de calcul des armatures en appui.....	133
Tableau III.51 : Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton.....	137
Tableau III.52 : Les résultats de calcul de la flèche de la poutrelle.....	137
 Chapitre IV : Etude dynamique.	
Tableau IV.1 : Valeurs de pénalités P_q	147
Tableau IV.2 : Période fondamentale de la structure.....	148
Tableau IV.3 : Les charges verticales reprises par les voiles et les portiques.....	149
Tableau IV.4 : Les charges horizontales reprises par les voiles et les portiques.....	150
Tableau IV.5 : Valeurs mode, période, facteurs de participations massique.....	152
Tableau IV.6 : Poids totale de la structure.....	155
Tableau IV.7 : Coordonnées de centre de masse.....	156
Tableau IV.8 : Coordonnées de centre de torsion.....	157
Tableau IV.9 : Coordonnées de centre de masse et du centre de torsion.....	158
Tableau IV.10 : Excentricité théorique dans les deux sens.....	158
Tableau IV.11 : Excentricité accidentelle.....	159
Tableau IV.12 : Effort tranchant modale à la base sens longitudinal et transversale.....	160
Tableau IV.13 : Combinaisons des réponses modales.....	161
Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	162
Tableau IV.15 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	165

Tableau IV.16 : Déplacements inter étage dans le sens XX.....	166
Tableau IV.17 : Déplacement inter étage dans le sens YY.....	167
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort $P\Delta$	169
Tableau IV.19 : Moment de renversement.....	171
Tableau IV.20 : Vérification de stabilisation.....	171
Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit.....	172
 Chapitre V : Calcul des éléments résistants	
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	174
Tableau V.2 : Combinaison des charges	174
Tableau V.3 : Les sollicitation le plus défavorable obtenu par l'ETABS	184
Tableau V.4 : Ferrailage minimales et maximales.....	185
Tableau V.5 : Sollicitation et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul 1.....	185
Tableau V.6 : Calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.....	192
Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux	193
Tableau V.8 : Vérification de pourcentage minimale des armatures pour les poteaux	193
Tableau V.9 : Longueur de recouvrement des armatures	193
Tableau V.10 : Vérification des contraintes du poteau à l'ELU.....	194
Tableau V.11 : Les armatures transversales en zone modale.....	194
Tableau V.12 : les armatures transversales en zone de recouvrement	194
Tableau V.13 : Vérifications des contraintes dans le béton.....	195
Tableau V.14 : Vérification des contraintes tangentielles.....	195
Tableau V.15 : Vérification de flambement des poteaux	195

Tableau V.16 : Les résultats de vérification de l'effort normale ultime	196
Tableau V.17 : Combinaisons des charges.....	197
Tableau V.18 : Caractéristiques des poutres.....	202
Tableau V.19 : Les sollicitations de calcul des armatures en travée.....	203
Tableau V.20 : Les sollicitations de calcul des armatures en appuis.....	203
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres principales.....	207
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires.....	208
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles.....	208
Tableau V.24 : Ferrailage de la poutre noyée.....	209
Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales des poutres.....	209
Tableau V.26 : Longueur minimal d'encastrement.....	209
Tableau V.27 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres principales.....	210
Tableau V.28 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....	210
Tableau V.29 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres liées aux voiles.....	211
Tableau V.30 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres noyées.....	211
Tableau V.31 : Vérification de contrainte d'adhérence des poutres principales.....	212
Tableau V.32 : Vérification de contrainte d'adhérence des poutres secondaires.....	212
Tableau V.33 : Vérification de contrainte d'adhérence des poutres liées aux voiles.....	213
Tableau V.34 : Vérification de contrainte d'adhérence des poutres noyées.....	213
Tableau V.35 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres principales à ELS.....	214
Tableau V.36 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres secondaires à ELS.....	214

Tableau V.37 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres secondaires liées aux voiles à ELS.....	215
Tableau V.38 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres noyées à ELS.....	215
Tableau V.39 : Vérification de la flèche des poutres.....	216
Tableau V.40 : Combinaisons des charges.....	221
Tableau V.41 : Types des voiles.....	224
Tableau V.42 : Sollicitations et paramètres de calcul pour l'exemple de calcul.....	226
Tableau V.43 : Ferrailage verticale du voile type(01).....	229
Tableau V.44 : Choix des barres verticales du voile type (01).....	229
Tableau V.45 : Choix des barres horizontales du voile type (01).....	230
Tableau V.46 : Ferrailage verticale du voile type(02).....	230
Tableau V.47 : Choix des barres verticales du voile type (02).....	230
Tableau V.48 : Choix des barres horizontales du voile type (02).....	231
Tableau V.49 : Ferrailage verticale du voile type(03).....	231
Tableau V.50 : Choix des barres verticales du voile type (03).....	231
Tableau V.51 : Choix des barres horizontales du voile type (03).....	232
Tableau V.52 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	232
Tableau V.53 : Vérification de la contrainte de compression de béton à ELS.	233
 Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.	
Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles.....	238
Tableau VI.2 : Dimension du radier nervuré.....	241
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes.....	248

Tableau VI.4 : Vérification de renversement.....	249
Tableau VI.5 : Vérification de soulèvement.....	250
Tableau VI.6 : Les moments à ELU.....	252
Tableau VI.7 : Les moments à ELS.....	252
Tableau VI.8 : Calcul des armatures à ELU.....	253
Tableau VI.9 : Ferrailage de débord de radier.....	254
Tableau VI.10 : Vérification de contrainte dans le béton.....	255
Tableau VI.11 : Moment fléchissant des charges des dalles aux nervures.....	258
Tableau VI.12 : Les charges de la poutre la plus sollicitée à ELU dans le sens XX.....	258
Tableau VI.13 : les charges de la poutre la plus sollicitée à ELU dans le sens YY.....	259
Tableau VI.14 : Le ferrailage de la nervure dans le sens XX.....	261
Tableau VI.15 : Le ferrailage de la nervure dans le sens YY.....	261
Tableau VI.16 : Les charges de la poutre la plus sollicitée à ELS dans le sens XX.	263
Tableau VI.17: Les charges de la poutre la plus sollicitée à ELS dans le sens YY.....	263
Tableau VI.18 : Vérification de la contrainte dans le béton dans le sens XX.....	265
Tableau VI.19 : Vérification de la contrainte dans le béton dans le sens YY.....	265
Tableau VI.20 : Vérification de contrainte à l'état limite d'ouverture des fissures dans le sens XX.....	265
Tableau VI.21 : Vérification de contrainte à l'état limite d'ouverture des fissures dans le sens YY.....	266
Tableau VI.22 : Ferrailage du voile périphérique.....	272
Tableau VI.23 : Vérification de contrainte dans le béton.....	274

Tableau VI.24 : Vérification de contrainte dans l'acier.....	274
Tableau VI.25 : Tableau récapitulatif des nouvelles sections d'armatures.....	276
Tableau VI.26 : Tableau récapitulatif de choix des barres	276
 Partie II : Influence de la hauteur du bâtiment et la nature du sol sur le comportement sismique du bâtiment	
 Chapitre I :	
Tableau I.1 : Fréquences propres des différentes catégories de sites.....	282
Tableau I.2 : Comparaison des déplacements maximums des différentes hauteurs.....	284
Tableau I.3 : Comparaison des périodes dynamiques maximums des différentes hauteurs...	285
Tableau I.4 : Comparaison des réactions d'appui des différentes hauteurs.....	286
Tableau I.5 : Comparaison des efforts tranchants à la base de différentes hauteurs.....	287
Tableau I.6 : Comparaison des déplacements maximums des différents sites.....	288
Tableau I.7 : Comparaison des périodes dynamiques maximums des différents sites.....	289
Tableau I.8 : Comparaison des réactions d'appui des différents sites.....	290
Tableau I.9 : Comparaison des efforts tranchants à la base de différents sites.....	290

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	06
Figure II.2 : Constituants du plancher terrasse inaccessible corps creux.....	10
Figure II.3 : section de poteaux.....	16
Figure II.4 : Surface d'influence du poteau centrale.....	16
Figure II.5 : Coupe verticale de poteau.....	22

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	25
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	34
Figure III.3 : Coupe A-A et B-B de l'acrotère	35
Figure III.4 : Schéma de l'escalier	36
Figure III.5 : Schéma statique d'escalier type 1.....	37
Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier type 1 à ELU et ELS	40
Figure III.7 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 1 à ELU	42
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 1 à ELU	42
Figure III.9: Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 1 à ELS.....	43
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 1 à ELS	44
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	52
Figure III.12 : Schéma statique d'escalier type 2.....	53
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier type 2 à ELU.....	55
Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier type 2 à ELS	56
Figure III.15: Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 2 à ELU	57

Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 2 à ELU	58
Figure III.17: Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 2 à ELS.....	59
Figure III.18 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 2 à ELS	60
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	63
Figure III.20 : Schéma d'escalier type 3.....	64
Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier type 3 à ELU.....	66
Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier type 3 à ELS.....	67
Figure III.23 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 3 à ELU	68
Figure III.24: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 3 à ELU	69
Figure III.25: Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 3 à ELS.....	70
Figure III.26 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 3 à ELS	71
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3.....	74
Figure III.28 : Schéma d'escalier type 4.....	75
Figure III.29 : Schéma statique de l'escalier type 3 à ELU et ELS	78
Figure III.30 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 4 à ELU	79
Figure III.31: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 4 à ELU	80
Figure III.32: Diagramme de moment fléchissant d'escalier type 4 à ELS.....	81
Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier type 4 à ELS	81
Figure III.34 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 4.....	85
Figure III.35 : Schéma statique de la poutre palière de l'étage courant	86
Figure III.36 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière de l'étage courant	88

Figure III.37 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'étage courant.....	92
Figure III.38 : Schéma statique de la poutre palière de l'entre sol	92
Figure III.39 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière de entre sol.....	94
Figure III.40 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'entre sol.....	98
Figure III.41 : Schéma statique de la poutre palière de l'RDC	98
Figure III.42 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière de l'RDC	101
Figure III.43 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'RDC.....	104
Figure III.44 : Schéma statique du balcon	105
Figure III.45 : Schéma de ferrailage de balcon	110
Figure III.46 : Schéma statique de la poutrelle à 5 travées (type 1).....	117
Figure III.47 : Diagramme des moments à l'ELU des poutrelles de type 1.....	118
Figure III.48 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU des poutrelles de type 1.....	118
Figure III.49 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS des poutrelles de type 1.....	119
Figure III.50 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS des poutrelles de type 1.....	120
Figure III.51 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	120
Figure III.52 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU des poutrelles type 2.....	121
Figure III.53 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU des poutrelles type 2.....	122
Figure III .54 : diagramme de moment fléchissant à l'ELS des poutrelles type 2.....	123
Figure III.55 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS des poutrelles type 2.....	123
Figure III.56 : schéma statique de la poutrelle type 3.....	123
Figure III.57 : diagramme de moment fléchissant à l'ELU des poutrelles type 3.....	125

Figure III.58 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU des poutrelles type 3.....	125
Figure III.59 : diagramme de moment fléchissant à l'ELS des poutrelles type 3.....	126
Figure III.60 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS des poutrelles type 3.....	127
Figure III.61 : schéma statique de la poutrelle type 3.....	127
Figure III.62 : diagramme de moment fléchissant à l'ELU des poutrelles type 4.....	128
Figure III.63 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU des poutrelles type 4.....	129
Figure III.64 : diagramme de moment fléchissant à l'ELS des poutrelles type 4.....	130
Figure III.65 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS des poutrelles type 4.....	130
Figure III.66 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	138
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Figure IV.1 : Présentation de la vue en 3D.....	145
Figure IV.2 : Présentation de la vue en plan.....	145
Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul.....	148
Figure IV.4 : La disposition des voiles.....	151
Figure IV.5 : Le premier mode (translation X-X).....	153
Figure IV.6 : La deuxième mode (translation Y-Y).....	153
Figure IV.7 : La troisième mode (torsion ZZ).....	154
Figure IV.8 : Distribution des forces sismiques.....	164
Figure IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY.....	165
Figure IV.10 : L'effet P- Δ sur la structure.....	168
Figure IV.11 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....	170
Chapitre (V) : Calcul des éléments résistants	
Figure V.1 : Les excentricités des sections en flexion composée.....	180
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	196

Figure V.3 : Schéma de section de poutre principale.....	202
Figure V.4 : Schéma des ferrailages des poutres principales.....	217
Figure V.5 : Schéma des ferrailages des poutres secondaires.....	218
Figure V.6 : Schéma des ferrailages des poutres liées aux voiles.....	219
Figure V.7 : Schéma des ferrailages des poutres noyées.....	219
Figure V.8 : Sollicitations des voiles.....	220
Figure V.9 : Espacement minimum des barres.....	222
Figure V.10 : Section entièrement comprimée.....	225
Figure V.11 : Section entièrement tendue.....	225
Figure V.12 : Section partiellement comprimée.....	226
Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile type (01).....	234
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.	
Figure VI.1 : Schéma du radier.....	240
Figure VI.2 : Dimensions du radier nervuré.....	241
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges.....	245
Figure VI.4 : Diagramme des contraintes.....	247
Figure VI.5 : Panneau le plus sollicité.....	251
Figure VI.6 : Présentation schématique de débord.....	254
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de radier.....	256
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de débord.....	256
Figure VI.9 : Schéma de transmission des charges des dalles aux nervures.....	257
Figure VI.10 : Diagramme des moments dans le sens XX à ELU.....	259
Figure VI.11 : Diagramme des moments dans le sens YY à ELU.....	259
Figure VI.12 : Dimension de la nervure.....	260
Figure VI.13 : Diagramme des moments dans le sens XX à ELS.....	264
Figure VI.14 : Diagramme des moments dans le sens YY à ELS.	264

Figure VI.15 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens X-X.....	267
Figure VI.16 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y.....	267
Figure VI.17 : Diagramme des contraintes sur voile périphérique (entre sol et sous sol).....	268
Figure VI.18 : Répartition des contraintes sur le voile.....	270
Figure VI.19 : schéma de ferrailage du voile périphérique (coupe transversale).....	276
Figure VI.20 : schéma de ferrailage du voile périphérique (coupe verticale).....	277
Partie II : Influence de la hauteur du bâtiment et la nature du sol sur le comportement sismique du bâtiment	
Chapitre I	
Figure I.1 : Schéma d'une pondue simple.....	278
Figure I.2 : Schéma d'une pondue inversé	280
Figure I.3 : Les fréquences d'un sol en fonction de la profondeur de la couches et la vitesse de cisaillement	283
Figure I.4 : spectres de réponses de différentes catégories de site (zone de forte sismicité). 283	
Figure I.5 : Comparaison des déplacements maximums des déférentes hauteurs	284
Figure I.6: Comparaison des périodes dynamiques maximums des déférentes hauteurs.....	285
Figure I.7 : Comparaison des réactions d'appui des déférentes hauteurs.....	286
Figure I.8 : Comparaison des efforts tranchants à la base de déférentes hauteurs.....	287
Figure I.9 : Comparaison des déplacements maximums des déférents sites	288
Figure I.10 : Comparaison des périodes dynamiques maximums des déférents sites	289
Figure I.11 : Comparaison des réactions d'appui des déférents sites.....	290
Figure I.12 : Comparaison des efforts tranchants à la base de déférents sites.....	291

Introduction générale

Les risques sismiques sont présents partout mais pas aux mêmes intensités: cela dépend de la position des plaques tectoniques et de leurs activités.

La résistance d'un bâtiment face aux séismes, dépend de son architecture et des matériaux utilisés ainsi que de leurs qualités.

L'expérience ainsi que les différents travaux de recherche menés dans le domaine du génie parasismique ont montré que les paramètres déterminant la réponse d'une structure de bâtiment à l'excitation sismique sont: la masse, la hauteur ainsi que la raideur du bâtiment et la nature du sol. Par conséquent, ces paramètres ont une très grande importance lors de la conception des structures. En effet, ils influencent directement la fréquence propre et donc le risque pour l'ouvrage d'entrer en résonance avec le sol lors d'un séisme.

Le phénomène de résonance est un phénomène complexe qui met en jeu essentiellement, la masse du bâtiment et sa hauteur.

En outre, la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage, influe aussi sur le comportement dynamique de celui-ci lors de séismes.

Lors des grands séismes historiques, l'analyse des intensités a amené les scientifiques à attribuer au sol des effets sur la distribution des dommages. Différents types de sol modulent en effet la sévérité des ondes sismiques et en conséquence la distribution des dommages. C'est ce que l'on appelle les **effets de site**. En général, on distingue les effets liés à la nature des sols de ceux liés à la topographie.

En cas de séisme, lorsque les mouvements du sol sont lents, les structures de grandes hauteurs vont rentrer en résonance. A l'inverse, lorsque les mouvements du sol sont rapides, ce sont les structures de petites hauteurs qui vont rentrer en résonance.

Autrement dit, plus un sédiment sera mou, plus il amplifiera vers les basses fréquences, c'est-à-dire pour les structures les plus hautes. Inversement, plus les sédiments seront fins, plus les amplifications auront lieu haute fréquence, avec des conséquences pour les bâtiments les moins élevés.

Le phénomène de résonance intervient lorsque, la fréquence propre du bâtiment coïncide avec celle du sol en cas de séisme augmentant ainsi son amplitude d'oscillation. En d'autres termes, si la sollicitation est entretenue à une fréquence égale à celle de la structure, celle-ci s'endommagera.

A notre niveau et modestement par ce projet nous souhaitons comprendre l'influence de certains paramètres essentiels (hauteur de la structure et classe du sol), sur la période et l'amplitude d'oscillation d'un bâtiment en cas de séisme majeur (en zone de forte sismicité).

Pour se faire, nous avons dans un premier temps procédé au dimensionnement de la structure d'origine implantée sur site ferme en zone de forte sismicité puis, tout en gardant invariables les sections et les dimensions des éléments de la structure, nous allons étudier l'influence de la classe du sol sur le comportement dynamique de la structure à travers sa période dynamique, ses déplacements maximaux et l'intensité de l'effort sismique à sa base dans les directions transversale et longitudinale puis, les mêmes paramètres seront caractérisés en faisant juste varier le nombre d'étages de la structure en gardant toujours les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de la structure, le même système de fondation et le même système de contreventement.

En pratique les sismologues se servent d'un sismomètre (sorte de capteur) pour mesurer la fréquence propre du sol et effectuer des mesures in situ sur la fréquence propre du bâtiment en passant d'un niveau à un autre.

Dans le livre "CONSTRUIRE PARASISMIQUE" de Mr MILAN Zacek, Chapitre VII "IMPLANTATION DES OUVRAGES " On peut lire ce qui suit :

" Le concepteur du projet peut, dès la connaissance du rapport du sol, vérifier si son bâtiment est susceptible d'entrer en résonance avec le sol en cas de séisme. En effet, la période propre T_0 des sols homogènes se calcule facilement: $T_0 = 4h / V_s$, ou h est la hauteur du sol en "m", V_s est la vitesse des ondes de cisaillement en "m/s" "

Il donne aussi plusieurs exemple de calcul de T_0 . C'est ainsi que pour un sol meuble d'une hauteur $h = 50$ m et de vitesse $V_s = 100$ m/s, $T_0 = 2$ s. D'où, on conclut que les batiments dont la periode est voisine de 2s (tours de 20 niveaux) sont a proscrire , ce cas correspond a celui du centre ville de Mexico. C'est cette approche que nous avons utilisée dans ce projet. En effet, faute de moyens (capteurs) et de rapports de sols détaillés, nous nous sommes basés sur des données disponibles dans la bibliographie sur les différentes catégories de site, en particulier des abaques donnant la fréquence propre d'un site en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement et de la hauteur de la couche de sol que nous avons fixée à 15m, pour estimer la fréquence propre du site. Pour la structure, la fréquence propre est calculée à partir de la période fondamentale donné par le logiciel ETABS en faisant varier à chaque fois le nombre de niveaux de la structure d'origine.

I.1 Présentation de la structure d'origine

La structure d'origine est un bâtiment en (R+5) plus sous sol et entre sol à usage multiple (commerce, service, habitation) dont l'ossature est contreventé par un système mixte avec une terrasse inaccessible.

- ✓ Le sous sol et l'entre sol sont à usage commercial.
- ✓ Le RDC est à usage de service.
- ✓ Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Boumèdes classée en zone de forte sismicité (III) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/VERSION 2003

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **En plan**

- ✓ La longueur totale26.90 m
- ✓ La largeur totale20.85 m

- **En élévation**

- ✓ Hauteur totale du bâtiment26.74 m
- ✓ Hauteur du RDC.....3.40 m
- ✓ Hauteur d'étage courant3, 06 m
- ✓ Hauteur du sous sol.....4.08m
- ✓ Hauteur d'entre sol.....3.96m

I.3 Données sismiques de la structure

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le RPA 99/ version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).

I.4 Caractéristiques du sol

Selon le rapport géotechnique

- ✓ $\bar{\sigma}_s = 1.8$ bars.
- ✓ Ancrage = 1.8 m.

I.5 Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction du béton $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ Module de déformation différé du béton $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ Module de déformation instantané du béton $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ Limite d'élasticité des aciers $F_e = 400$ MPa.

I.6 Les éléments de l'ouvrage

a) Ossature et contreventement

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

b) Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux, Les planchers remplissent deux fonctions principales

- **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation**

Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Nous avons opté dans ce projet des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles.

- Diaphragm.

c) Maçonnerie

- **Murs extérieures (remplissage)**

Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et de 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm.

- **Murs intérieures (cloisons)**

Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d) Les escaliers

Le bâtiment présent 4 type d'escalier, que nous allons présenter en détaille dans le chapitre : étude des éléments secondaires.

e) L'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

f) Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

g) Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalles pleines.

h) Le revêtement

Il contribue à l'isolation thermique et acoustique, on distingue :

- ✓ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

i) Les fondations

La fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, le calcul des fondations dépend de deux paramètres : type de superstructure et type de sol.

I.7 Règle de calcul

Le dimensionnement des éléments de la structure est effectuée selon :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes 99 modifiées 2003 (**RPA99/V2003**)
- ✓ Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites (**BAEL 91/99**)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA 93**)
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C.2.2**)

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Dans cette chapitre, on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges Pour chaque type d'élément. Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et BAEL 91 Ver 99.

II.2 Pré dimensionnement du plancher

Les planchers du bâtiment à tous les niveaux sont des planchers à corps creux, ce choix est motivé par les avantages que ce type de plancher présente dont :

- Facilité d'exécution,
- Bonne isolation thermique,
- Diminution du poids de la structure et par conséquent de la résultante des forces sismiques,
- Négliger le poids du béton tendu qui ne participe pas à la résistance,
- Avantages économiques.

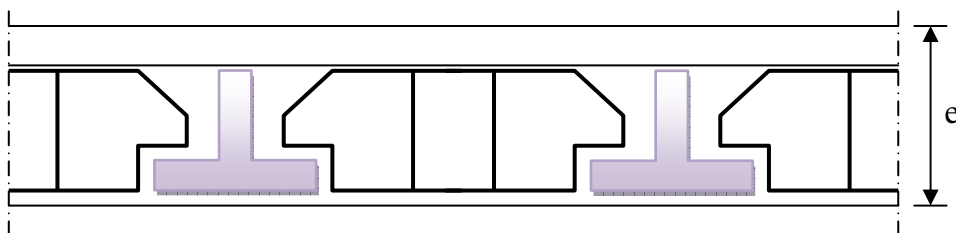


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

a) Condition d'isolation acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de : **e = 16 cm.**

b) Condition de résistance contre les incendies

- **e = 7 cm** : pour une (01) heure de coup de feu.
- **e = 11 cm** : pour deux (02) heures de coup de feu.

Soit : e = 11 cm

- **e = 17,5 cm** : pour quatre (04) heures de coup de feu.

c) Condition de résistance à la flexion

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante :

$$e = \frac{\min(L_{Xmax}, L_{Ymax})}{22,5}$$

Tel que :

e : Représente l'épaisseur du plancher.

L_{XMax} : le plus grand porté dans le sens (x-x).

L_{yMax} : le plus grand porté dans le sens (y-y).

A.N

$$L_{XMax} = 480 \text{ cm}$$

$$L_{yMax} = 510 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{\min(L_{XMax}; L_{YMax})}{22.5} = \frac{\min(480; 500)}{22.5} = \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$$

Soit e = 24cm.

$$e = \max(11; 16; 24)$$

On adopte un plancher corps creux de : **e = 20 + 4**

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé servant de base à transmettre les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres se fera selon les critères du BAEL 91 et du RPA99/V 2003.

- Selon le BAEL 91

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

- Vérification selon le RPA99 version 2003

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.3.1 Poutres principales

$$L_{\max} = 480 \text{ cm}$$

- Selon le BAEL91

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad 32 \leq h \leq 48 \quad h = 40\text{cm}$$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.8 * 40 \quad 12 \leq b \leq 32 \quad b = 30\text{cm}$$

- Vérification selon le RPA99 version 2003

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

On adopte une poutre principale de (30x40) cm²

II.3.2 Poutres secondaires

$$L_{\max} = 440 \text{ cm.}$$

- Selon le BAEL91

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad 29.3 \leq h \leq 44 \quad h = 35\text{cm}$$

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.8 * 35 \quad 10.5 \leq b \leq 28 \quad b = 30\text{cm}$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 < 4 \text{ condition vérifiée.}$$

On adopte une poutre secondaire de (30x35) cm².

✓ **Conclusion**

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poutres

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	Condition vérifié
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	Condition vérifié
$h/b \leq 4$	1.33	1.17	Condition vérifié

II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme où vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

D'après cet article :

- Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

- L'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 à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_{\text{étage}} = 480 \text{ cm}$$

$$h_{\text{poutre}} = 35 \text{ cm}$$

Donc: $h_e = 445 \text{ cm}$

A.N:

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{445}{25} ; \frac{445}{22} ; \frac{445}{20} \right)$$

$$e \geq \text{Max}(17.8 ; 20.2 ; 22.5)$$

On adopte un voile avec une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$.

II.5 Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments.

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

✓ **Plancher terrasse inaccessible en corps creux :**

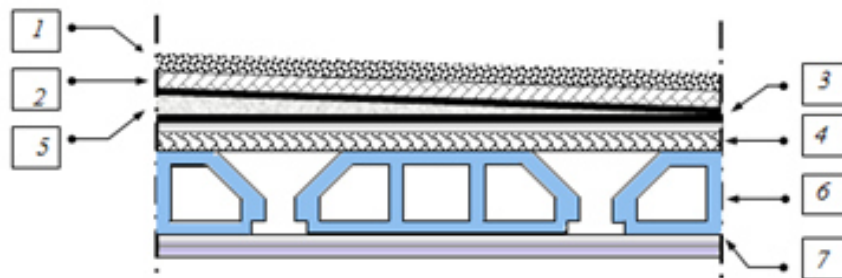


Figure II.2 : Constituants du plancher terrasse inaccessible corps creux

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) gravillon de protection	17	0.05	0.85
2) étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3) Papier kraft	/	/	0.01
4) forme de pente	22	0.06	1.32
5) isolation thermique	4	0.04	0.16
6) dalle en corps creux	14	(20+4)	3.2
7) Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	5.86

✓ **Plancher étages courants en corps creux :**

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher étage courant corps creux

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.4
3) Lit de sable	18	0.02	0.36
4) Plancher en corps creux	14	(20+4)	3.2
5) Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6) Cloison répartie	9	0.1	0.9
Total	/	/	5.5

✓ Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible dalle pleine

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge surfacique (KN/m ²)
1) Protection gravillons	17	0.05	0.85
2) Etanchéité	6	0.02	0.12
3) Forme de pente	22	0.06	1.32
4) Isolation thermique	4	0.04	0.16
5) Dalle en béton armé	25	15	3.75
6) Enduit plâtre	10	0.02	0.2
7) Feuille de polyrâne	/	/	0.01
Total			6.41

✓ Plancher Etage Courant en dalle pleine :

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher étage courant dalle pleine

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge surfacique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.4
3) Lit de sable	18	0.02	0.36
4) Dalle en béton armé	25	15	3.75
5) Enduit plâtre	/	2	0.2
6) Cloisons légères	/	/	0.9
Total	/	/	6.05

II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée, en choisissant juste un poteau central (cas le plus défavorable), On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.1 Les étapes de calcul :

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule la surface reprise par les poteaux.
- On détermine les charges et les surcharges revenant aux poteaux.
- On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur :

$$N_u \leq \frac{\beta * B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s}$$

Tel que :

B_r : La section réduite de poteau (en cm^2)

$$B_r = (a-2\text{cm}) \times (b-2\text{cm})$$

N_u : L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400\text{Mpa}$.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

Tel que :

$\gamma_b = 1.5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

Tel que :

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

Dans notre cas on a :

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$

Θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'actions :

- $\Theta = 1$: $T > 24h$c'est notre cas
- $\Theta = 0.9$: $1h \leq T \leq 24h$
- $\Theta = 0.85$: $T < 1h$

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

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

Si $\lambda \leq 50$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Si $50 < \lambda < 70$

$$\beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

Si $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Si $50 < \lambda < 70$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

λ : l'élanement mécanique d'un poteau comprimé d'une section constante est le rapport de sa longueur de flambement l_f au rayon de giration (i) de la section droite du béton seul calculé dans le flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$B_r \geq \frac{k * \beta * N_u}{\left(\frac{\theta * f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100}\right) f_{ed}}$$

- $K=1.10$ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours
- $K=1.20$ si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.
- $K=1$ pour les autres cas.

Dans notre cas on prend $K= 1$.

$$B_r \geq \frac{1 * 1.2 * N_u * 10^{-3}}{\left(\frac{1 * 14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100}\right) * 348 * 10^4} = 0.64 N_u (cm^2)$$

Donc :

$$B_r = 0.64 N_u (cm^2)$$

Pour déterminer les dimensions des poteaux, on présente la méthode de calcul suivante :

- **Charge permanente**

$$N_G = G \times S$$

G : charge permanente.

S : surface offerte majorée.

- **Charge d'exploitation**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : charge d'exploitation (avec dégression de charge).

S : surface offerte majorée.

- Calcul de la charge limite ultime N_u :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Détermination de la section :

Pour une section carrée ($a=b$).

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

Avec:

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

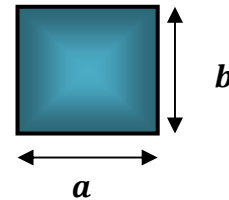


Figure II.3 : Section du poteau

a) Localisation du poteau le plus sollicité

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités : poteau central

- Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

$$S = \left(\frac{5}{2} + \frac{3.8}{2}\right) * \left(\frac{4.8}{2} + \frac{4.1}{2}\right) = 19.58 \text{ cm}^2$$

- Surface d'influence du poteau central

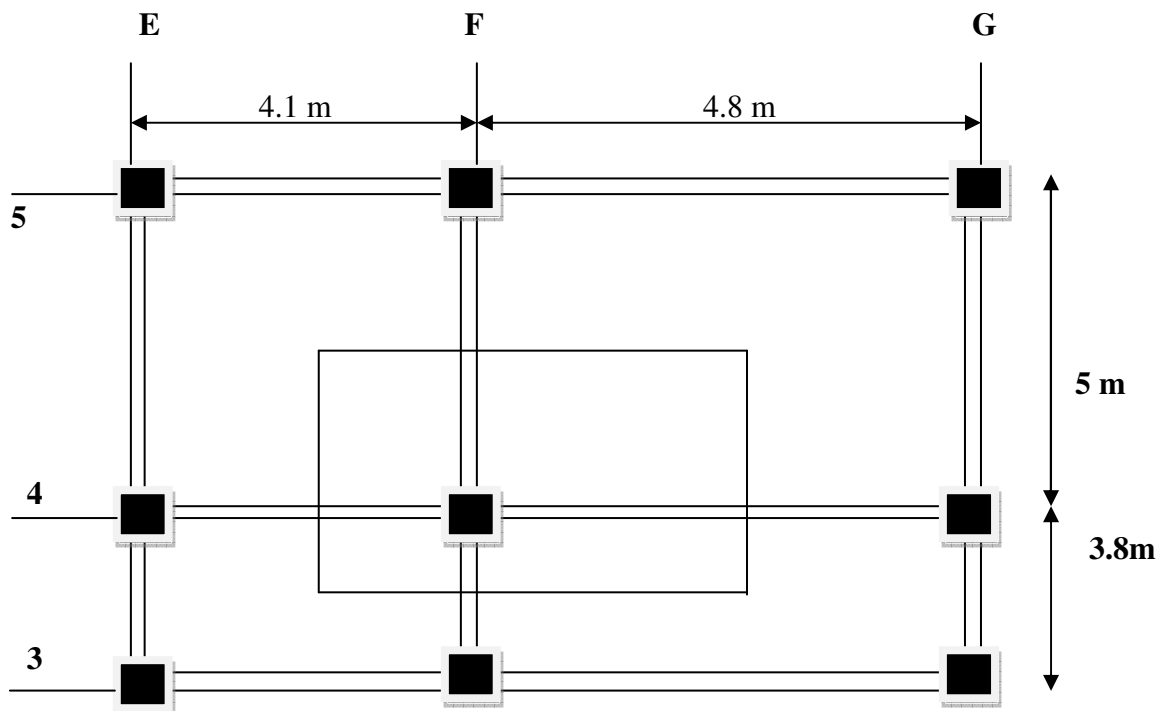


Figure II.4 : Surface d'influence du poteau centrale

b) Estimation des charges et des surcharges revenant au poteau

✓ Loi de dégression

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

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.

Avec :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau II.6 : Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations

Niveau	Q	Q	Q (KN/m ²)	NQ(KN)
5	1	Q ₀	1	19.58
4	1,5	Q ₀ +Q ₁	2,5	48.95
3	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3.85	75.38
2	1,5	Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05	98.88
1	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1	119.44
RDC	2,5	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7.8	152.72
ES	3,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	10	195.8
SS	3,5	Q ₀ +0,71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	12.005	235.06

- **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau**

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.4 * 4.4 = 13.2 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.45 = 11.68 \text{ KN}$$

- **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau**

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.86 \text{ KN/m}^2$

$$G_{terrasse} = G * S = 5.86 * 19.58 = 114.7 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant : $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$

$$G_{étage} = G * S = 5.5 * 19.58 = 107.69$$

- **Niveau 05**

$$N_{G \text{ terrasse}} = G_{pp} + G_{ps} + G_{terrasse} = 13.2 + 11.68 + 114.74 = 139.62 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ terrasse}} = 1 * 19.58 = 19.58 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 139.62 + 1.5 * 19.58 = 217.86 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 217.86 = 139.43 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{139.43} + 2 = 13.81 \text{ cm}$$

$$a = b = 13.81 \text{ cm}$$

On adopte **a = b = 30 cm**

- **Niveau 4 :**

$$N_{G4} = G_{pp} + G_{ps} + N_{G \text{ étage}} + G_{poteau} + N_{G \text{ terrasse}}$$

$$G_{poteau} = 0.3 * 0.3 * 25 * (3.06 - 0.3) = 6.21 \text{ KN}$$

$$N_{G4} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 6.21 + 139.62 = 278.4 \text{ KN}$$

$$N_{Q4} = (1 + 1.5) * 19.58 = 48.95 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 278.4 + 1.5 * 48.95 = 449.27 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 449.27 = 287.53 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{287.53} + 2 = 18.96 \text{ cm}$$

$$a = b = 18.96 \text{ cm}$$

On adopte **a= b = 30 cm**

- **Niveau 3**

$$N_{G3} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ \acute{e}tage} + G_{poteau} + N_{G4}$$

$$N_{G3} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 6.21 + 278.4 = 417.18 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ \acute{e}tage}} = 1 + 0.95 * (1.5 + 1.5) * 19.58 = 75.38 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 417.18 + 1.5 * 75.38 = 676.26 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 676.26 = 432.81 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{432.81} + 2 = 22.80 \text{ cm}$$

$$a = b = 22.80 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=30 cm**

- **Niveau 2**

$$N_{G2} = G_{pp} + G_{ps} + N_G \text{ \acute{e}tage} + G_{poteau} + N_{G3}$$

$$N_{G2} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 6.21 + 417.18 = 555.96 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ \acute{e}tage}} = 1 + 0.9 * (1.5 + 1.5 + 1.5) * 19.58 = 98.88 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 555.96 + 1.5 * 98.88 = 898.87 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 898.87 = 575.27 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{575.27} + 2 = 25.98 \text{ cm}$$

$$a = b = 25.98 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=35 cm**

- **Niveau 1**

$$N_{G1} = G_{pp} + G_{ps} + N_{G \text{ étage}} + G_{poteau} + N_{G2}$$

$$G_{poteau} = (3.06-0.3)*0.35*0.35*25 = 8.45 \text{ KN}$$

$$N_{G1} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 8.45 + 555.96 = 696.98 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 1 + 0.85(1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5) * 19.58 = 137.06 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 696.98 + 1.5 * 137.06 = 1146.51 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 1146.51 = 733.78$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{733.78} + 2 = 29.09 \text{ cm}^2$$

$$a = b = 29.09 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=35 cm**

- **Niveau RDC**

$$N_{GRDC} = G_{pp} + G_{ps} + N_{G \text{ étage}} + G_{poteau} + N_{G1}$$

$$N_{GRDC} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 8.45 + 696.98 = 838 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 1 + 0.8 * (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 2.5) * 19.58 = 152.72 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 838 + 1.5 * 152.72 = 1360.38 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 1360.38 = 870.64 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{870.64} + 2 = 31.51$$

$$a = b = 31.51 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=40 cm**

- **Niveau entre sol**

$$G_{poteau} = (3.4-0.3)*0.4*0.4*25 = 12.4 \text{ KN}$$

$$N_{GES} = G_{pp} + G_{ps} + N_{G \text{ étage}} + G_{poteau} + N_{GRDC}$$

$$N_{GES} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 12.4 + 838 = 982.97 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 1 + 0.75 * (1.5 * 4 + 2.5 + 3.5) * 19.58 = 195.8 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 982.97 + 1.5 * 195.8 = 1620.71 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 1620.71 = 1037.25 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{1037.25} + 2 = 34.21 \text{ cm}$$

$$a = b = 34.21 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=40 cm**

- **Niveau sous sol**

$$G_{\text{poteau}} = (3.96 - 0.3) * 0.4 * 0.4 * 25 = 14.64 \text{ KN}$$

$$N_{G \text{ SS}} = G_{pp} + G_{ps} + N_{G \text{ étage}} + G_{\text{poteau}} + N_{G \text{ ES}}$$

$$N_{G \text{ SS}} = 13.2 + 11.68 + 107.69 + 14.64 + 982.97 = 1130.18 \text{ KN}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 1 + 0.71 * (1.5 * 4 + 2.53.5 + 3.5) * 19.58 = 235.06 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1.35 * 1130.18 + 1.5 * 235.06 = 1878.33 \text{ KN}$$

$$B_r = 0.64 * N_u$$

$$B_r = 0.64 * 1878.33 = 1202.13 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)} = \sqrt{1202.13} + 2 = 36.67$$

$$a = b = 36.67 \text{ cm}$$

On adopte **a=b=40 cm**

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux

niv	Charges permanents en (KN)					Charges d'exploitations			Effort normal N _u KN	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poteaux	Poids poutres	G KN/m ²	G _{cum} KN/m ²	coef	Q	Q _{cum} KN/m ²		S _{min} cm ²	S _{ado} cm ²
5	114.74	0	24.88	139.62	139.62	1	19.58	19.58	217.86	13.81	30x30
4	107.69	6.21	24.88	138.78	278.4	1	48.95	68.53	449.27	18.96	30x30
3	107.69	6.21	24.88	138.78	417.18	0.95	75.38	143.91	676.26	22.80	30x30
2	107.69	6.21	24.88	138.78	555.96	0.9	98.88	242.79	898.87	25.98	35x35
1	107.69	8.45	24.88	141.02	696.98	0.85	137.06	379.85	1146.51	29.09	35x35
RDC	107.69	8.45	24.88	141.02	838	0.8	152.72	532.57	1360.38	31.51	40x40
ES	107.69	12.4	24.88	144.97	982.97	0.75	195.8	728.37	1620.71	34.21	40x40
SS	107.69	14.64	24.88	147.21	1130.18	0.71	235.06	963.43	1878.33	36.67	40x40

• Vérification selon le RPA99 version 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b₁, h₁) ≥ 25cm.....en zone I et II

Min (b₁, h₁) ≥ 30cm.....en zone III

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

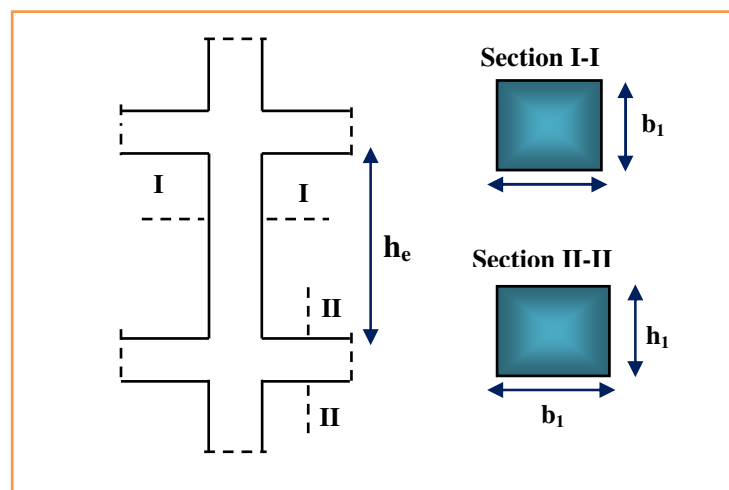


Figure II.5 : Coupe verticale de poteau

✓ **Vérification de section (Art7-4-1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification des sections

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (40x40) = 40	Condition vérifié
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(4.08/20)= 20.4	Condition vérifié
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.96/20)= 19.8	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifié
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (35x35) = 35	Condition vérifié
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifié
30x30	Min (b, h) ≥ 30	Min (30x30) = 30	Condition vérifié
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20)= 15.3	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifié

✓ **Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 L_0$).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{I^*/S}$) L_0 : hauteur libre du poteau

S : section transversale du poteau (b x h).

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$).

λ : Élancement du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$$

Tel que :

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$$

Tableau II.9. Tableau récapitulatif de vérification au flambement

	(40x40) cm ²			(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
I (cm⁴)	11,55			10,10	8,66
L₀ (cm)	408	396	340	306	306
λ	24,72	24	20,61	21,20	24,73
remarque	CV			CV	CV

✓ **Conclusion**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenable.

III.1. L'étude de l'acrotère

III.1.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont : les escaliers, l'acrotère, le balcon...etc.

III.1.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses destiné à assurer la sécurité des 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.

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

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

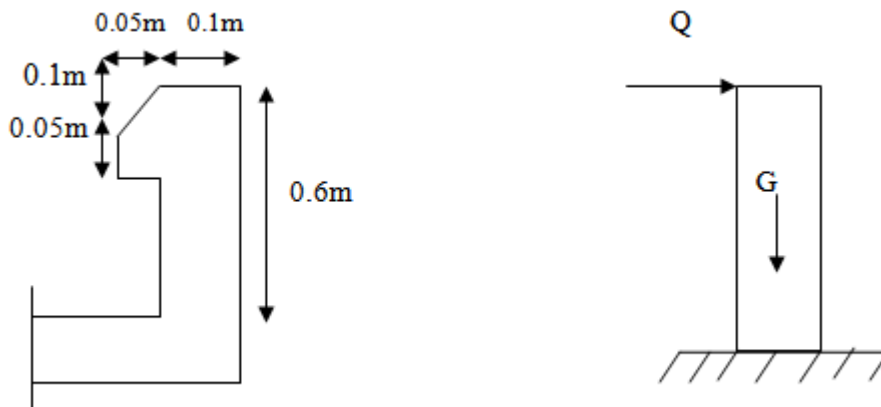


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

L'acrotère est sollicité par les charges suivantes

a) Charges permanentes

- ✓ Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_b * S$$

Avec : S est la surface de l'acrotère

$$S = (0.1*0.6)+(0.1+0.05)*0.05/2 = 0.064 \text{ m}^2$$

$$G = 25 * 0.064 = 1.6 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Revêtement en ciment : $e = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$

$$G = \rho_{ciment} * e * \text{périmètre} = 18 * 0.02 * (0.6 + 0.1 + 0.07 + 0.05 + 0.05 + 0.5)$$

$$G = 0.49 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = 1.6 + 0.49$$

$$G_{tot} = 2.09 \text{ KN/ml} = 2.09 * 1 \text{ ml} = 2.09 \text{ KN}$$

b) Charge d'exploitation

- ✓ $Q = 1 \text{ KN/ml} * 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- ✓ Force sismique

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3), les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (6-3)$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.25 \text{ (zone sismique III ; groupe d'usage 2).} \\ C_p = 0.8 \text{ (tableau 6.1, RPA99/2003).} \\ W_p = 2.09 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0.25 * 0.8 * 2.09$$

$$F_p = 1.67 \text{ KN/ml}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par : $Q = \text{Max} (1 ; 1.67) \text{ KN/ml} = 1.67 \text{ KN/ml}$.

✓ **Sollicitations**

G : crée un effort normal : $N_G = G = 2.09 \text{ KN}$.

Q : crée un moment de renversement : $M_Q = Q * h = 1.67 * 0.6 = 1.002 \text{ KN.m}$

✓ **Combinaisons des charges**

ELU :

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 * 2.09$$

$$N_U = 2.82 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 * 1.002$$

$$M_U = 1.503 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_S = N_G$$

$$N_S = 2.09 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q$$

$$M_S = 1.002 \text{ KN.m}$$

Conclusion

$$\text{ELU : } N = 2.82 \text{ KN} \quad ; \quad M = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } N = 1.503 \text{ KN} \quad ; \quad M = 1.002 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage : calcul des armatures à ELU**- **Position de centre de pression**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{2.09}{2.82}$$

$$e = 0.74 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

h : hauteur de la section $h = 0.1 \text{ m}$.

b : largeur de la section $b = 1 \text{ m}$.

d : hauteur utile $d = 0.9h = 0.9 \cdot 0.1 = 0.09 \text{ m}$.

Donc :

$$e_A = 0.74 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$e_A = 0.78 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 2.82 \cdot 0.78$$

$$M_{UA} = 2.2 \text{ KN.m}$$

M_{UA} : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus.

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right)$$

$$\mu_{bc} = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$M_{UA} = 2.2 \text{ KN.m} = 2.2 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

$$.b = 1\text{m} = 1000\text{mm}$$

$$d = 0.09\text{m} = 90\text{mm}$$

$$\mu_{bu} = (2.2 * 10^6) / 1000 * (90)^2 * 14.17$$

$$\mu_{bu} = 0.019$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_{bc} = 0.49 \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_{UA} puis sera ramené en flexion composé.

- Calcul des aciers en flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{2.09}{1.002}$$

$$\gamma = 2.086$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) 10^{-4} = (3440 * 2.086 + 49 * 25 - 3050) 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.54$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_{lu} = 0.54 \text{ donc } A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < 0.275 \text{ méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.09 (1 - 0.6 * 0.019)$$

$$Z_b = 0.089\text{m}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z_b * f_{ed}}$$

$$M_{UA} = 2.2 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$Z_b = 0.089\text{m} = 89\text{mm}$$

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

$$A = \frac{2.2 \cdot 10^6}{89 \cdot 348} = 71.03 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.71 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des aciers en flexion composé**

$$A_U = A - \frac{N_U}{f_{ed}} = 71 - (2.82 \cdot 10^3) / 348$$

$$A_u = 0.63 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à ELU**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.002}{1.503} = 0.67 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot \frac{67 - 0.45 \cdot 9}{67 - 0.185 \cdot 9} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 0.63 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

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

$$V_U = 1.5 * Q = 1.5 * 1.67$$

$$V_U = 2.51KN$$

$$\tau_u = \frac{2.51}{1 * 0.09} 10^{-3}$$

$$\tau_u = 0.028MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(0.15 * \frac{25}{1.5}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$\tau_u = 0.028MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \emptyset ; n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = 4 * 3.14 * 8 = 100.48mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.51 * 10^3}{0.9 * 90 * 100.48} = 0.31 MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa CV$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Vérifications des contraintes à ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

- Dans le béton : on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6fc28$

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

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

Avec : $b = 100\text{cm}$; $d = 9\text{cm}$; $M_{ser} = 1.002\text{KN.m}$

Tableau III.1. Tableau récapitulatif des résultats de vérification de contrainte dans le béton

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
1.002	2.01	2.05	1743.5	0.057	1.17	15	C.V

- **Dans l'acier** : on doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) ; \eta = 1.6 \text{ (HA } \phi > 6\text{mm} ; f_e = 400\text{MPa)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.67 ; 202) \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 * 0.057(90-20.5) = 59.42\text{MPa} < 202\text{MPa} \quad \text{CV.}$$

✓ **Vérfications des espacements des barres**

- **Armatures longitudinales**

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

$$S_t \leq \min(3 * 10 ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm} \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartitions**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 * 10 ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 45\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de flambement**

- **Calcul de l'élancement**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 * 1 = 0.1m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 * 0.1^3}{12} = 8.33 * 10^{-5} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2 * 0.6 = 1.2m$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 * 10^{-5}}} = 41.58$$

- Vérification de l'élanement

$$\lambda \leq \text{Max} \left[50 ; \min \left(\frac{67e_u}{h} ; 100 \right) \right] = \text{Max} \left[50 ; \min \left(\frac{67 * 74}{10} ; 100 \right) \right]$$

$$\text{Max}[50 ; \min(495.8 ; 100)] = \text{Max}(50 ; 100) = 100$$

$$\lambda = 41.58 < 100 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Schéma de ferrailage

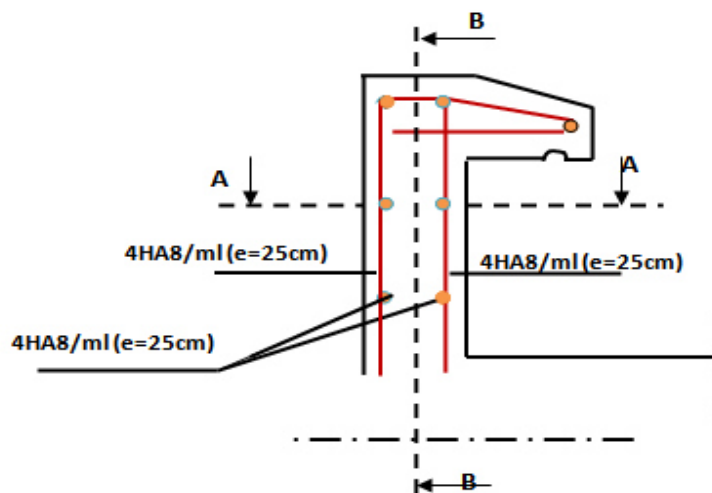


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère

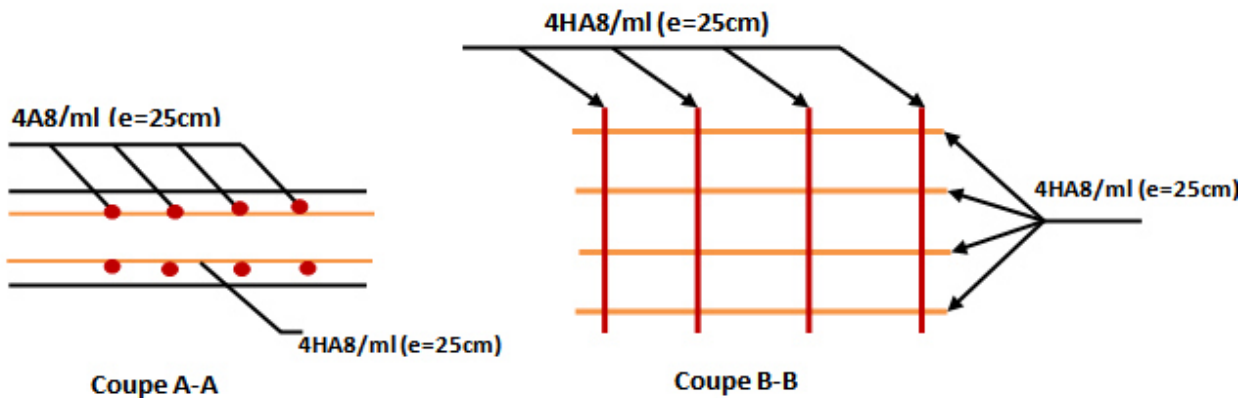


Figure III.3. Coupe A-A et B-B de l'acrotère

III.2. Calcul des escaliers

III.2.1 Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de plans horizontaux de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

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

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

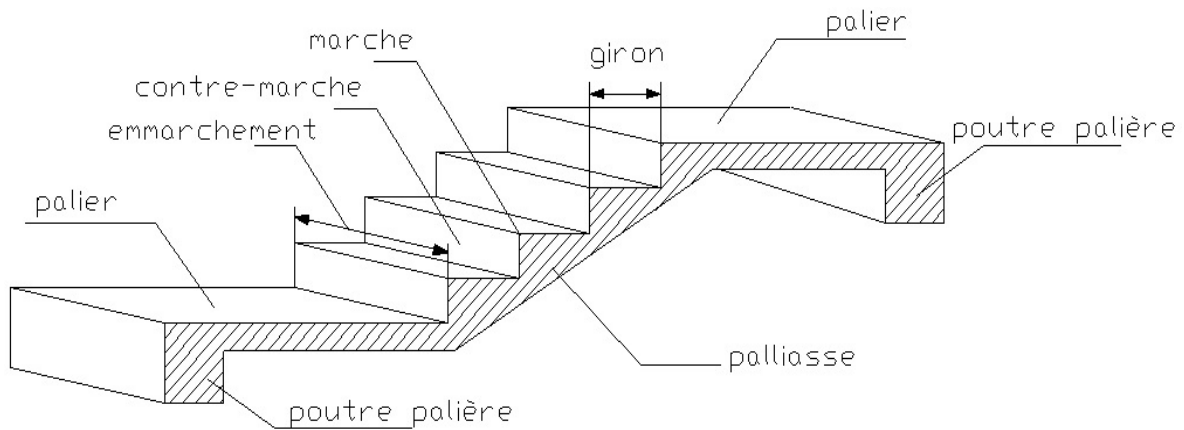


Figure III.4. Schéma de l'escalier

III.2.2. Terminologie

- **Palier**

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle: palier d'arrivée ou palier de départ.

- **Les marches**

C'est la partie horizontale.

- **La contre marche**

C'est la partie verticale.

- **La palliase**

C'est la dalle de la partie pleine inférieure de la volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

- **Emmarchement**

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

- **Le giron ou la foulée**

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.

- **La poutre palière**

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

- **La volée**
On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.
- **Le nez d'une marche**
Arrêt ou partie saillante de la marche.

Notre projet comporte quatre types d'escalier :

III.2.3. Etude de l'escalier type (01)

- **Type 01** : est un escalier droit à paillasse simple à un seul palier intermédiaire permettant l'accès du l'entre sol au RDC.

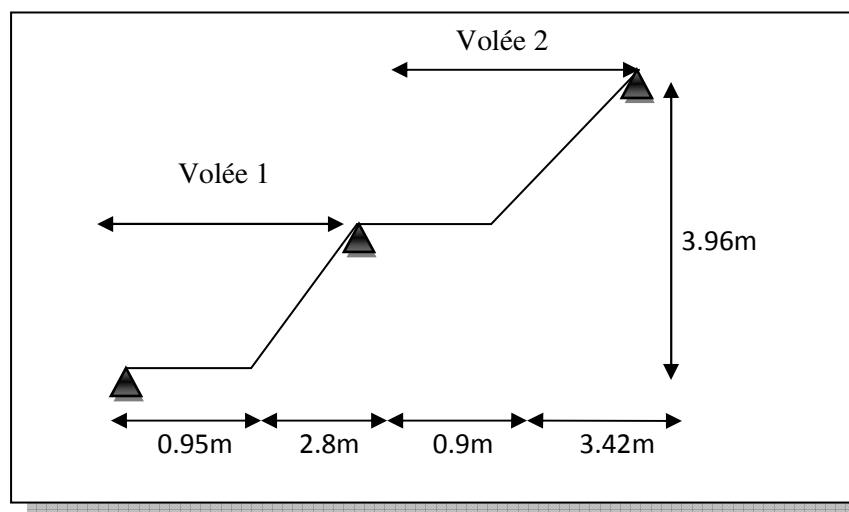


Figure III.5. Schéma statique d'escalier type 01

a) Pré-dimensionnement

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 3,96$ m.

Giron : $g = 28$ cm.

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a $60 \leq 2h + g \leq 64$ donc : $16 \leq h \leq 18$

On prend : $h = 18 \text{ cm}$.

Donc le nombre de contre marches égale

$$N_C = H/h = 396/18 = 22$$

Soit 11 contre marches par volée.

- **Nombre de marche**

$n = N_C - 1 = 11 - 1 = 10$ marches pour la première volée.

- **Détermination de l'épaisseur de la pailasse**

$$\text{Tg } \alpha = h' / L'$$

Hauteur réelle de pailasse $h' = N_C \times h = 11 \times 18 = 198 \text{ cm} = 1.98 \text{ m}$

Ligne de foulée $L' = (N_C - 1) \times g = (11 - 1) \times 28 = 280 \text{ cm} = 2.8 \text{ m}$

$$\text{Tg } \alpha = 1.98 / 2.8 \Rightarrow \alpha = 35.27^\circ.$$

La longueur de la volée est : $L_o = 1.98 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.43 \text{ m}$

L : La longueur de la pailasse + palier de départ

$$L = 3.43 + 0.95 = 4.38 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 14.6 \leq e \leq 21.9$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : **$e = 18 \text{ cm}$** .

b) Evaluation des charges

- Volée

Tableau III.2. Charge permanente de la volée de l'escalier type 01

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la paillasse	$0.18/\cos 35.27^\circ$	25	4.94
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Enduit en Ciment	0.02	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			10.16 KN/m²

- Palier

Tableau III.3. Charge permanente du palier de l'escalier type 01

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.2	20	0.4
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Poids propre du palier	0.18	25	4.5
Enduit en Ciment	0.2	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			7.02KN/m²

c) **Combinaisons des charges**• **ELU**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Volée : } P_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 10.16) + (1.5 \cdot 2.5) = 17.46 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 7.02) + (1.5 \cdot 2.5) = 13.23 \text{ KN/m}$$

• **ELS**

$$P_s = G + Q$$

$$\text{Volée : } P_{s \text{ volée}} = G + Q = 10.16 + 2.5 = 12.66 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 7.02 + 2.5 = 9.52 \text{ KN/m}$$

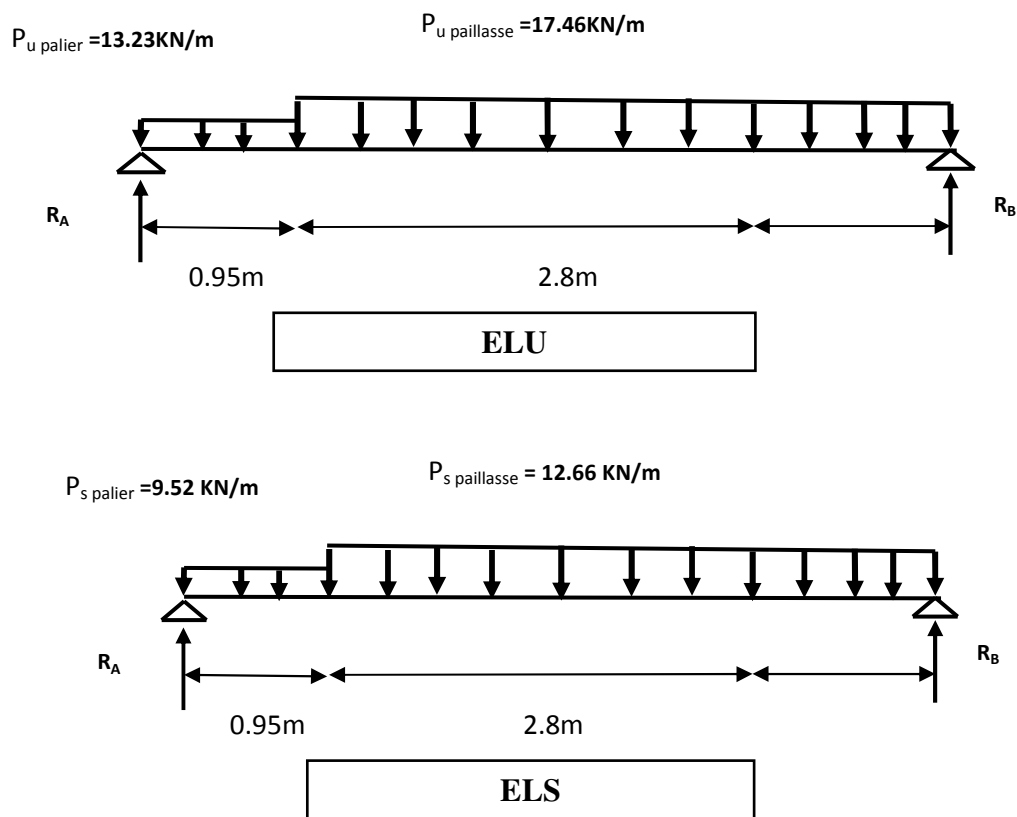
d) **Schéma statique de calcul**

Figure III.6. Schéma statique de l'escalier type (01) à ELU et ELS

e) Calcul des sollicitations

- ELU
- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{up} \times 0.95 + P_{uv} \times 2.8$$

$$\implies R_A + R_B = (13.23 \times 0.95) + (17.46 \times 2.8) = 61.47 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 61.47 \text{ KN.}}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(0.95)^2}{2} P_{UP} + 2.8 \left(\frac{2.8}{2} + 0.95 \right) P_{UV} \right] / 3.75$$

$$\implies \mathbf{R_B = 32.24 \text{ KN}}$$

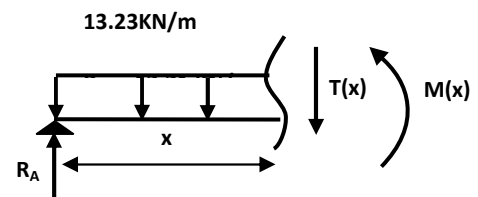
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 61.47 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 29.23 \text{ KN}}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

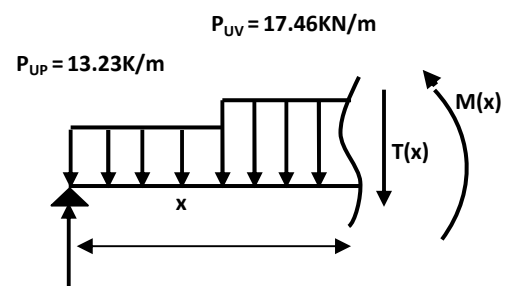
Tronçon : $0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{UP} x \\ M(x) = R_A x - P_{UP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

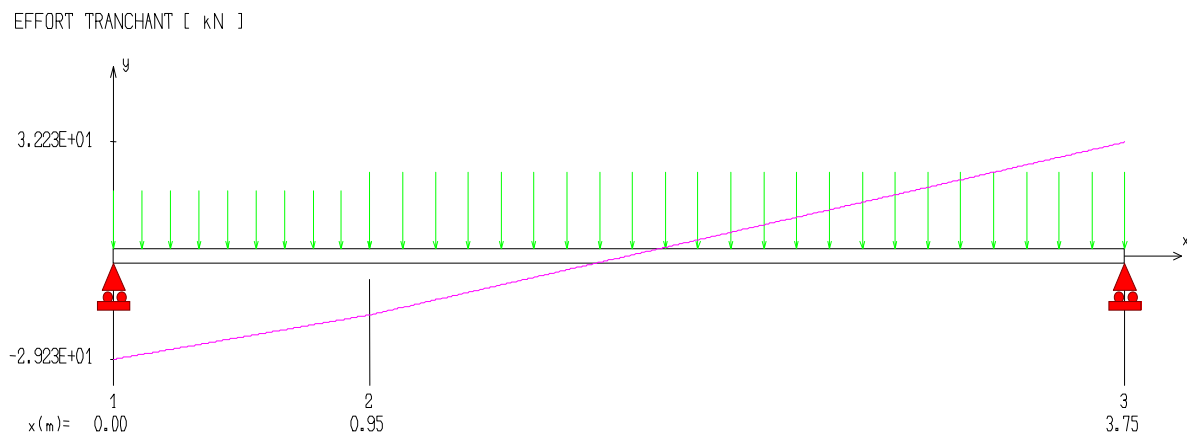
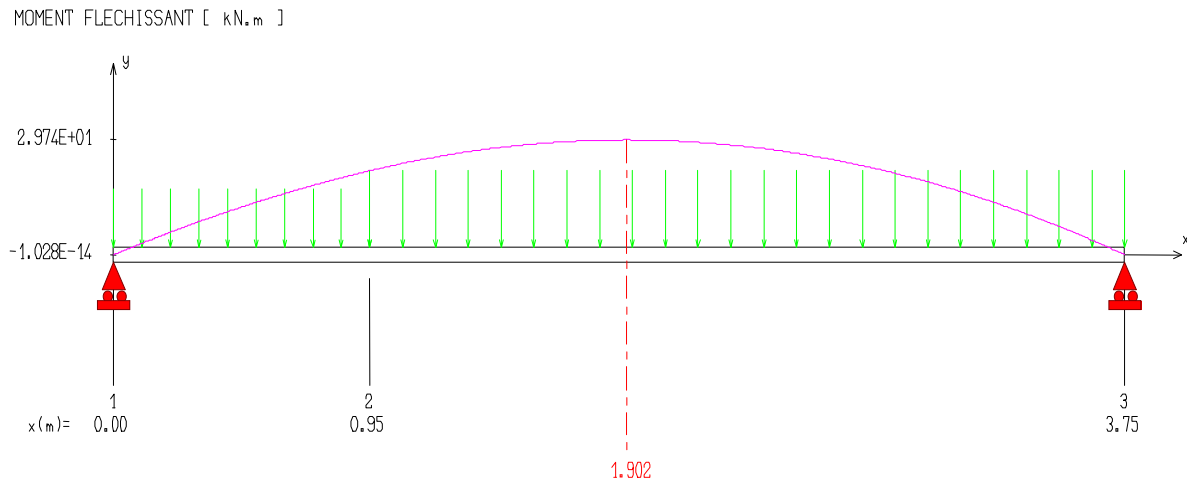


Tronçon : $0.95 \text{ m} \leq x \leq 3.75 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.95 P_{UP} - P_{UV} (x - 0.95) \\ M(x) = R_A x - 0.95 \left(x - \frac{0.95}{2} \right) P_{UP} - \frac{(x - 0.95)^2}{2} P_{UV} \end{cases}$$



- **Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à ELU**



- **ELS**
- **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{sp} \times 0.95 + P_{sv} \times 2.8$$

$$\implies R_A + R_B = (9.52 \times 0.95) + (12.66 \times 2.24) = 44.49 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 44.49 \text{ KN}}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(0.95)^2}{2} P_{UP} + 2.8 \left(\frac{(2.8)}{2} + 0.95 \right) P_{UV} \right] / 3.75$$

$$\Rightarrow R_B = 23.36 \text{ KN}$$

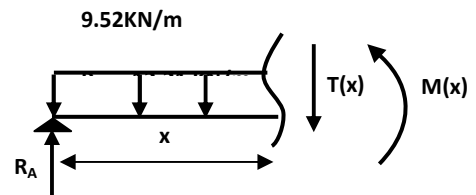
$$\Rightarrow R_A + R_B = 44.49 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 21.13 \text{ KN.}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

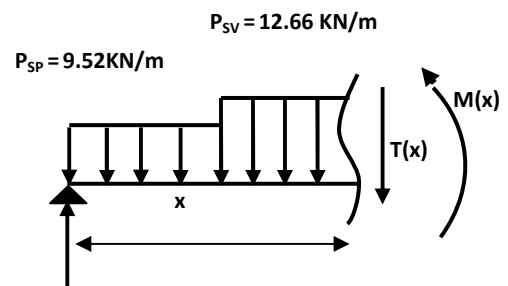
Tronçon : $0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{SP}x \\ M(x) = R_A x - P_{SP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Tronçon : $0.95 \text{ m} \leq x \leq 3.75 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.95 P_{SP} - P_{SV} (x - 0.95) \\ M(x) = R_A x - 0.95 \left(x - \frac{0.95}{2} \right) P_{SP} - \frac{(x - 0.95)^2}{2} P_{SV} \end{cases}$$



• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à ELS

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

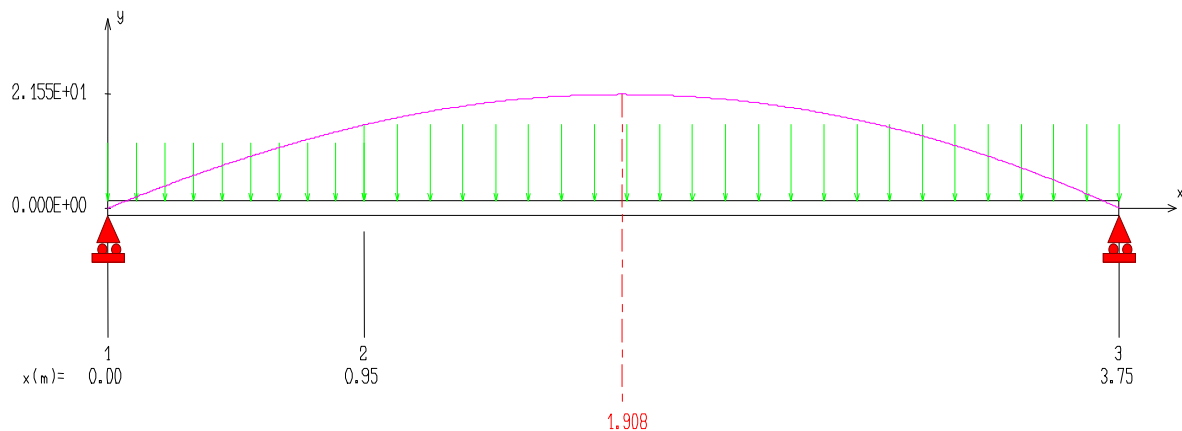


Figure III.9. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (01) volée 01 à l'ELS

EFFORT TRANCHANT [kN]

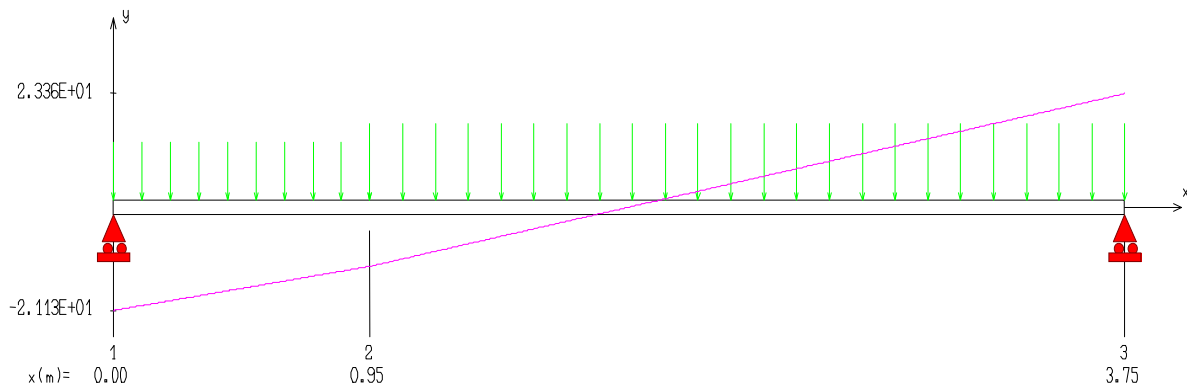


Figure III.10. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (01) volée 01 à l'ELS

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

- à L'ELU En travée $M_{tu} = 0.85M_{\max}$
 En appuis $M_{au} = -0.3M_{\max}$
- à L'ELS En travée $M_{ts} = 0.85M_{\max}$
 En appuis $M_{as} = -0.3M_{\max}$

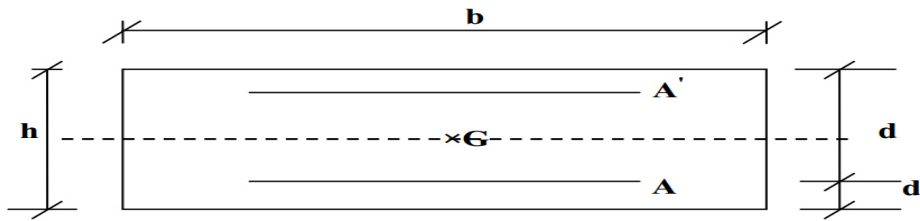
Tableau III.4. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

	M_{\max} (KN.m)	$M_{t \max}$ (KN.m)	Moment en appuis (KN.m)	T_{\max} (KN)
ELU	29.74	25.28	8.92	32.23
ELS	21.55	18.32	6.47	23.35

f) ferrailage de l'escalier

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

$b = 1000\text{mm}$; $h = 18\text{cm} = 180\text{mm}$; $d = 0,9h = 162\text{mm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$.



✓ ELU

• En travée

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{25.28 * 10^6}{14.17 * 1000 * 162^2} = 0.068 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.068)}) = 0.088$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 162[1 - 0.4(0.088)] = 156.3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{25.28 * 10^6}{348 * 156.3} = 464.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.65 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$\mu = \frac{8.92 * 10^6}{14.17 * 1000 * 162^2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.024)}) = 0.03$$

$$Z = 162[1 - 0.4(0.03)] = 160.03 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{8.92 * 10^6}{348 * 160.03} = 160mm^2$$

$$A_s = 1.6cm^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

✓ **En travée**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23.100.16.2.\frac{2.1}{400} = 1.95cm^2 < A_s = 4.65cm^2 \quad CV$$

✓ **En appui**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23.100.16.2.\frac{2.1}{400} = 1.95cm^2 > A_s = 1.6cm^2 \quad CNV$$

g) Choix des armatures

- **Armatures longitudinales**

En travée : Choix 5HA12 = 5.65cm² avec S_t = 20cm

En appui : Choix 5HA10 = 3.93cm² avec S_t = 20cm

- **Armatures de répartition**

✓ **En travée**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

$$A_r = 4HA10 \quad A_r = 3.14cm^2/ml$$

✓ **En appui**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

$$A_r = 4HA10 \quad A_r = 3.14cm^2/ml$$

✓ **ELS**

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d)^2 ; \quad \eta = 15$$

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS

	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	18.32	5.65	4.39	14640.6	5.49	CV
En appui	6.47	3.93	3.78	10893.7	2.24	CV

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier)

- **Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

✓ **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min (54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : $h = 18\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sur travée : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Sur appui A : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{Sur appui B : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartitions**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \Longrightarrow \text{Pour les charges réparties}$$

$$S_t = \min (72 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Avec : $h = 18\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sur travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Sur appui A : } S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Sur appui B : } S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$T_u = 32.23\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{32.23 * 10^3}{1000 * 162} = 0.19\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \varnothing \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = 5 * 3.14 * 12 = 188.4mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{32.23 * 10^3}{0.9 * 162 * 188.4} = 1.17MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa \quad CV$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * a * b_0 \quad ; \quad a = 0.9d = 0.9 * 16.2 = 14.58cm$$

$$0.4 \frac{25}{1.5} * 14.58 * 1000 = 972000N = 972KN$$

$$32.23KN \leq 972KN \quad CV$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec } A_s = 3.93cm^2$$

$$3.93cm^2 \geq \frac{32.23 * 10^3}{\frac{400 * 10^2}{1.15}} = 0.93cm^2 \quad CV$$

- **Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

Les conditions à vérifier d'après le **BAEL91/99** : on a trois inégalités à vérifier :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment fléchissant maximal à E.L.S dans la travée supposée indépendante reposant sur deux appuis libre.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

• **Vérification des conditions**

$$1) \frac{h}{L} = \frac{18}{438} = 0.041 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.041 > \frac{1}{10} \frac{18.32}{21.55} = 0.085 \quad \text{CNV}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} = \frac{5.65 * 100}{162 * 1000} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

Une des trois inégalités précédentes n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche :(Art B.6.5, 2) BAEL91/99**

$$\Delta_f = f_v - f_i < \bar{f}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 * E_i * I_{fi}} ; \quad f_v = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 * E_v * I_{fv}} ; \quad I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v \mu} ; \quad \mu = \frac{1 - (1.75 * f_{t28})}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; \quad \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A_s * d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_v = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

Avec :

f_v : Flèche différée due aux sollicitations de longue durée.

f_i : Flèche instantanée due aux sollicitations de courte durée.

Pour les éléments reposant sur deux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L \leq 5\text{cm} \\ \bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5\text{cm} \end{array} \right.$$

Pour les consoles : $\bar{f} = \frac{L}{250}$ si $L \leq 2\text{cm}$.

I_f : Inertie fissuré.

μ : doit être supérieur à 0 sinon égale à 0.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

E_i : Module de déformations instantanées.

E_v : Module de déformations différées.

$M_{ser} = 10.95\text{KN.m}$; $b_0 = b = 100\text{cm}$; $A_s = 5.65\text{cm}^2$; $h = 16\text{cm}$; $L = 3.71\text{m}$.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

Tableau III.6. Tableau récapitulatif des résultats de la flèche (ESC 01)

I_0 (cm ⁴)	σ_s (MPa)	ρ	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
52993.44	200.15	0.0035	0	58292.78	58292.78
f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	OBS	
0.19	0.56	0.37	0.88	CV	

Conclusion : la flèche est vérifiée donc le ferrailage est adopté.

✓ **Ferrailage d'escalier type (01)**

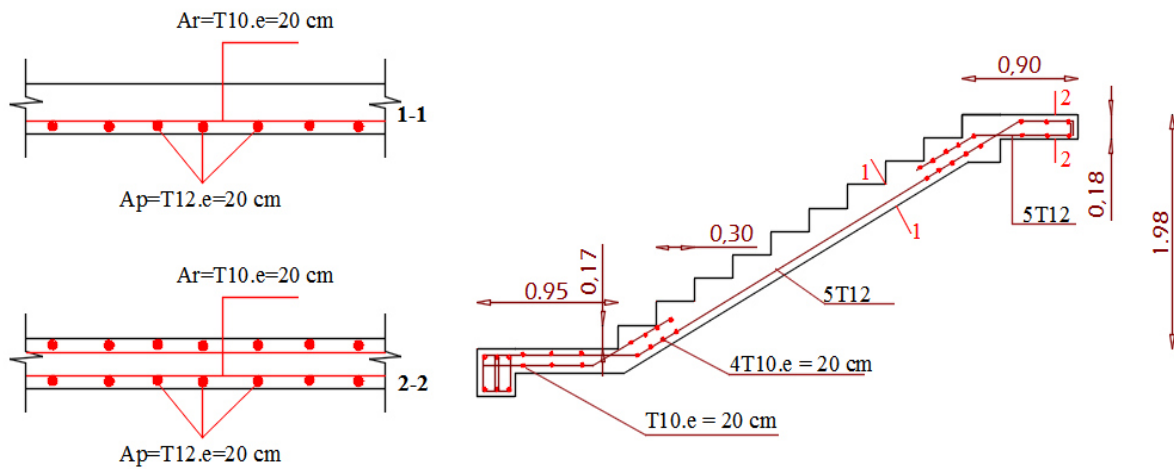


Figure II.11. Schéma de ferrailage d'escalier type (01)

III.2.4. Etude de l'escalier type (02)

- **Type 2** : un escalier à palliase à double paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

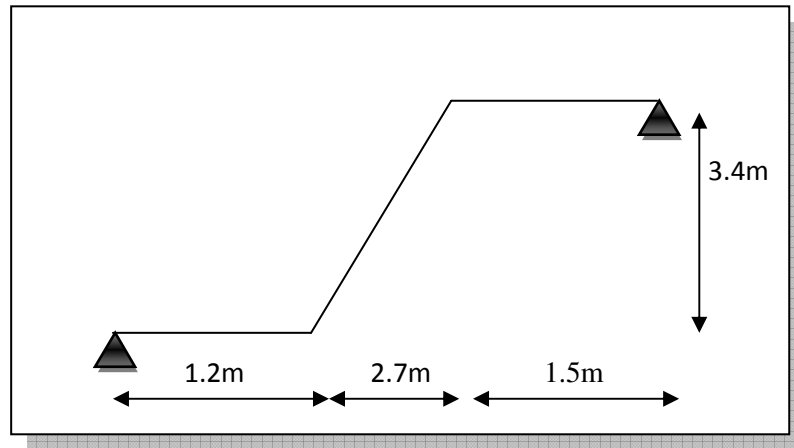


Figure III.12. Schéma de l'escalier type 02

a) Pré-dimensionnement

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 3.4 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a $60 \leq 2h + g \leq 64$ donc : $15 \leq h \leq 17$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$NC = H/h = 340/17 = 20$$

Soit 10 contre marches par volée.

- **Nombre de marche**

$$n = N_C - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\text{Tg } \alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_C \times h = 10 \times 17 = 170 \text{ cm} = 1.7 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (N_C - 1) \times g = (10 - 1) \times 30 = 270 \text{ cm} = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1.7 / 2.7 \Rightarrow \alpha = 32.2^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 1.7 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.19 \text{ m}$$

L : La longueur de la paillasse + palier de départ

$$L = 3.19 + 1.2 = 4.39 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 14.63 \leq e \leq 21.95$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : **e = 20 cm.**

b) Evaluation des charges

- **Volée**

Tableau III.7. Charges permanentes de la volée de l'escalier type 02

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la paillasse	0.2/cos32.2°	25	5.9
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			10.55KN/m²

- Palier

Tableau III.8. Charge permanente du palier de l'escalier type 02

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.2	20	0.4
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Poids propre du palier	0.2	25	4.5
Enduit en ciment	0.2	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			7.52KN/m²

c) Combinaisons des charges

- ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Volée : } P_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 10.55) + (1.5 * 2.5) = 17.99 \text{KN/m.}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 7.52) + (1.5 * 2.5) = 13.9 \text{KN/m}$$

- ELS

$$P_s = G + Q$$

$$\text{Volée : } P_{s \text{ volée}} = G + Q = 10.55 + 2.5 = 13.05 \text{KN/m}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{KN/m}$$

d) Schéma statique de calcul

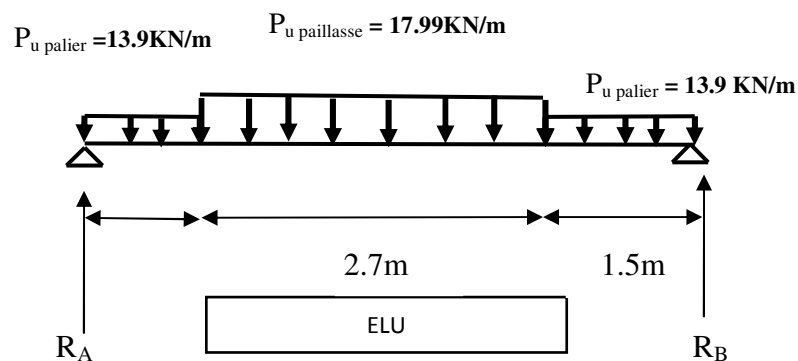


Figure III.13. Schéma statique de l'escalier type 02 à ELU

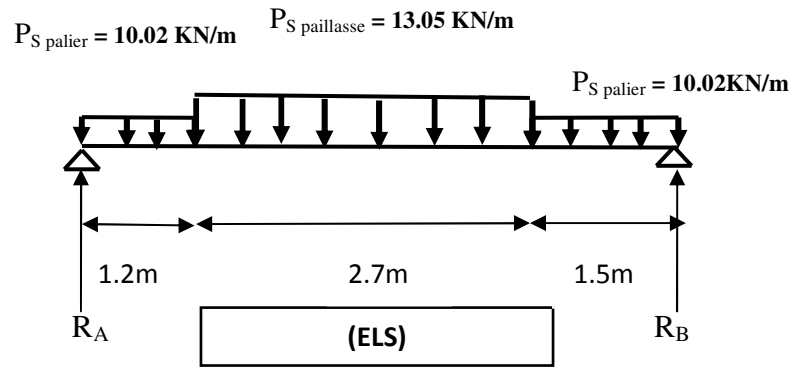


Figure III.14. Schéma statique d'escalier type (02) à ELS

d) Calcul des sollicitations

- ELU
- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{up} \times 1.2 + P_{uv} \times 2.7 + P_{up} \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (13.9 \times 1.2) + (17.99 \times 2.7) + (13.9 \times 1.5) = \text{KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 86.11 \text{ KN.}}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} P_{UP} + 2.7 \left(\frac{(2.7)}{2} + 1.2 \right) P_{UV} + 1.5 \left(\frac{(1.5)}{2} + 2.7 + 1.2 \right) P_{UP} \right] / 5.4$$

$$\implies \mathbf{R_B = 42.75 \text{ KN}}$$

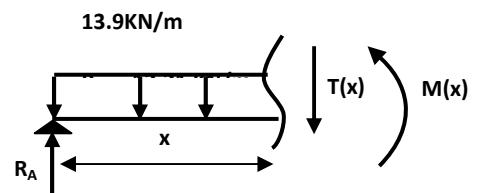
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 86.11 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 43.36 \text{ KN}}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

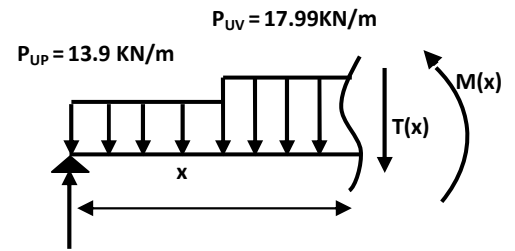
Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{UP} x \\ M(x) = R_A x - P_{UP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



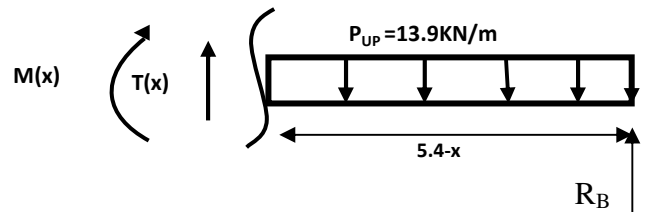
Tronçon : $1.2\text{m} \leq x \leq 3.9\text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2P_{UP} - P_{UV}(x-1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.2\left(x - \frac{1.2}{2}\right)P_{UP} - \frac{(x-1.2)^2}{2}P_{UV} \end{cases}$$



Tronçon : $3.9\text{m} \leq x \leq 5.4\text{ m}$:

$$\begin{cases} M(x) = R_B(5.4 - x) - P_{UP} \frac{(5.4-x)^2}{2} \\ T(x) = -R_B + P_{UP}(5.4 - x) \end{cases}$$



- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

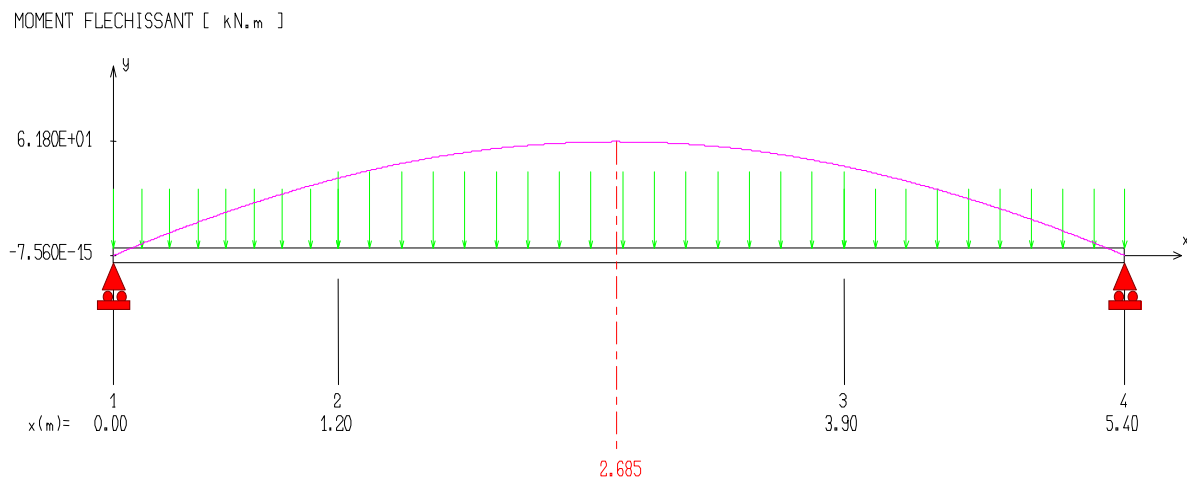


Figure III.15. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (02) à l'ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]

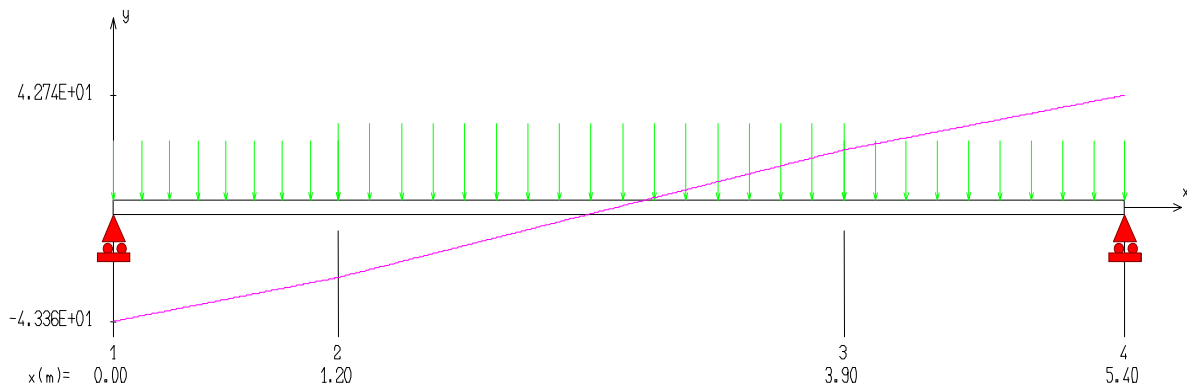


Figure III.16. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (02) à l'ELU

- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{SP} \times 1.2 + P_{SV} \times 2.7 + P_{SP} \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (10.02 \times 1.2) + (13.05 \times 2.7) + (10.02 \times 1.5) = 62.29 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 62.29 \text{ KN.}}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} P_{SP} + 2.4 \left(\frac{(2.7)}{2} + 1.2 \right) P_{SV} + 1.5 \left(\frac{(1.5)}{2} + 2.7 + 1.2 \right) P_{SP} \right] / 5.4$$

$$\implies \mathbf{R_B = 30.92 \text{ KN}}$$

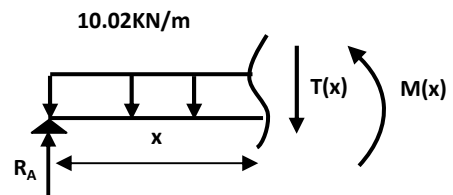
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 62.29 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 31.37 \text{ KN}}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{SP} x \\ M(x) = R_A x - P_{SP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

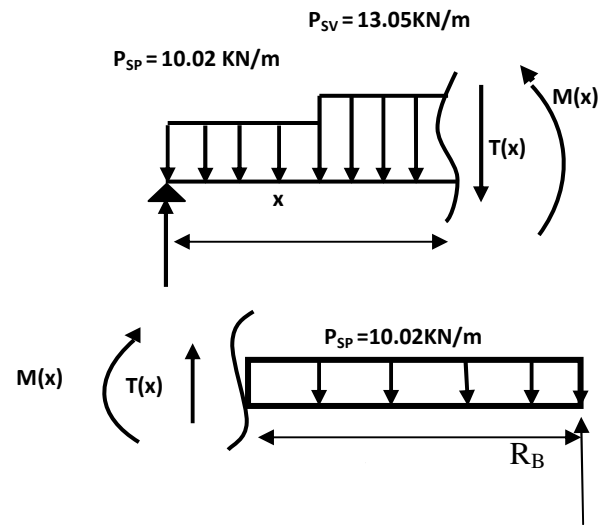


Tronçon : $1.2\text{m} \leq x \leq 3.9\text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2P_{SP} - P_{SV}(x-1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.2\left(x - \frac{1.2}{2}\right)P_{SP} - \frac{(x-1.2)^2}{2}P_{SV} \end{cases}$$

Tronçon : $3.9\text{m} \leq x \leq 5.4\text{ m}$:

$$\begin{cases} M(x) = R_B(5.4 - x) - P_{SP} \frac{(5.4-x)^2}{2} \\ T(x) = -R_B + P_{SP}(5.4 - x) \end{cases}$$



• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

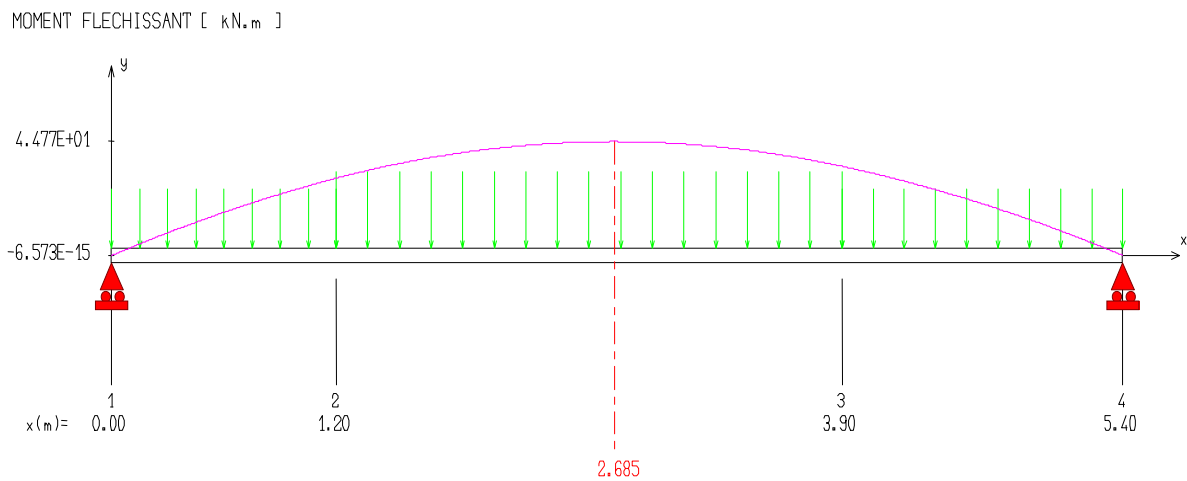


Figure III.17. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (02) à l'ELS

EFFORT TRANCHANT [kN]

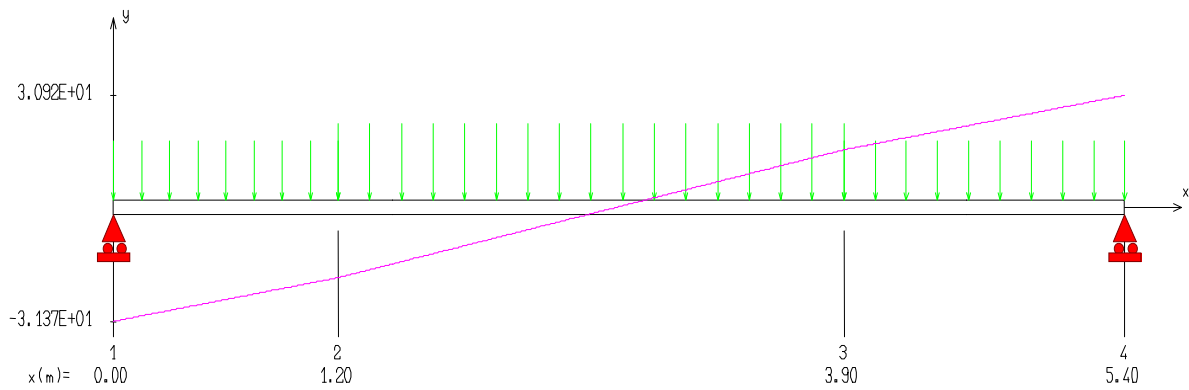


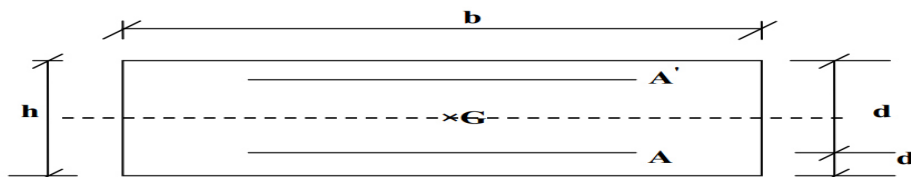
Figure III.18. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (ESC02) à l'ELS

- Evaluation des sollicitations de calcul

Tableau III.9. Les sollicitations de calcul		
	ELU	ELS
$M_0 \text{ max}$	61.8KN .m	44.77KN .m
$M_{\text{travées max}} (M_t = 0.85M_0)$	52.53 KN .m	38.05KN .m
$M_{\text{appui max}} (M_a = -0.3M_0)$	18.54KN .m	13.43KN .m
T_{max}	43.36 KN	31.37KN

e) Ferrailage de l'escalier

$b = 1000\text{mm}$; $h = 20\text{cm} = 200\text{mm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm} = 180\text{mm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$.



- Calcul à ELU

Tableau III.10. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

	M_u (KN.m)	μ	$\mu l = 0.392$	A'_s (cm^2)	Z(mm)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	52.53	0.114	$\mu < \mu l$	0	169.03	8.93	2.17
En appui	18.54	0.04	$\mu < \mu l$	0	176.29	3.02	2.17

- Vérification à ELS

Tableau III.11. Tableau récapitulatif de vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
En travée	38.05	5.6	26449.16	0.144	8.06	15	CV
En appui	13.43	3.58	10948.82	0.123	4.39	15	CV

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- Choix et vérification des armatures

Tableau III.12. Tableau récapitulatif de choix des armatures

	Armatures Longitudinales	Vérification de l'espacement	Armatures de réparation	Vérification de l'espacement
En travée	8HA12 $A_{s ad} = 9.05 cm^2$ $S_t = 12 cm$	$S_t \leq \min(3h; 33cm)$ $12 cm \leq 33 cm$ C.V	5HA10 $A_{s ad} = 3.93 cm^2$ $S_t = 20cm$	$S_t \leq \min(4h; 45cm)$ $20 cm \leq 45 cm$ C.V
En appui	5HA12 $A_{s ad} = 5.65 cm^2$ $S_t = 20cm$	$S_t \leq \min(3h; 33cm)$ $20 cm \leq 33 cm$ C.V	5HA10 $A_{s ad} = 3.93 cm^2$ $S_t = 20cm$	$S_t \leq \min(4h; 45cm)$ $20 cm \leq 45 cm$ C.V

- Vérification à ELU

Tableau III.13. Vérification de contrainte de cisaillement et de contrainte d'adhérence

	T _{max} (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence			
		τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	OBS τ _u < $\overline{\tau}_u$	∑ U _i (mm)	τ _{Se} (MPa)	$\overline{\tau}_{Se}$ (MPa)	OBS τ _{Se} < $\overline{\tau}_{Se}$
En travée	43.36	0.24	3.33	C.V	301.44	0.89	3.15	C.V
En appui								

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * a * b_0 \quad ; a = 0.9d = 0.9 * 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \frac{25}{1.5} * 162 * 1000 = 1080000 \text{ N} = 1080 \text{ KN}$$

$$43.36 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Avec } A_{s \text{ appui}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$5.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(43.36 * 10^3 + \frac{18.54 * 10^6}{162} \right) = 453.6 \text{ mm}^2 = 4.54 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

- Vérification des conditions

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{589} = 0.034 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.032 > \frac{1}{10} \frac{38.05}{44.77} = 0.085 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{9.05 * 100}{180 * 1000} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ CV}$$

- **Calcul de la flèche :** Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

$M_{ser} = 38.05 \text{KN.m}$; $b_0 = b = 100 \text{cm}$; $A_s = 9.05 \text{cm}^2$; $h = 20 \text{cm}$; $L = 5.89 \text{m}$.

Tableau II.14. Tableau récapitulatif des résultats de la flèche (escalier 02)

$I_0 (\text{cm}^4)$	$\sigma_s (\text{MPa})$	ρ	μ	$I_{fi} (\text{cm}^4)$	$I_{fv} (\text{cm}^4)$
75354.67	160.53	0.005	0	82890.13	82890.13
$f_i (\text{cm})$	$f_v (\text{cm})$	$\Delta f (\text{cm})$	$\bar{f} (\text{cm})$	OBS	
0.34	1.01	0.67	1.18	CV	

Conclusion : la flèche est vérifiée donc le ferrailage est adopté.

✓ **Ferrailage d'escalier type (02)**

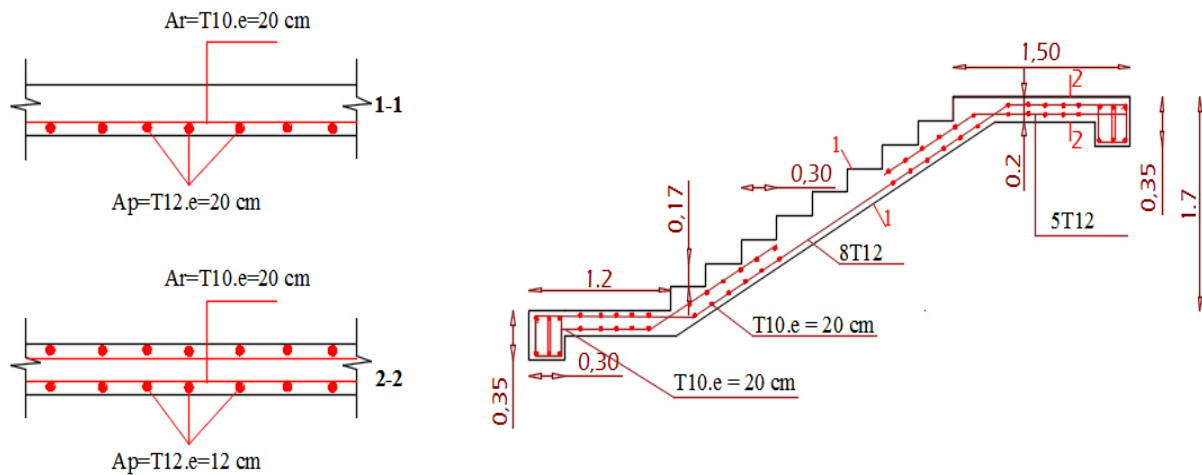


Figure II.19. Schéma de ferrailage d'escalier type (02)

III.2.5. Etude de l'escalier type(03)

- **Type 3** : un escalier à palliase à double paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

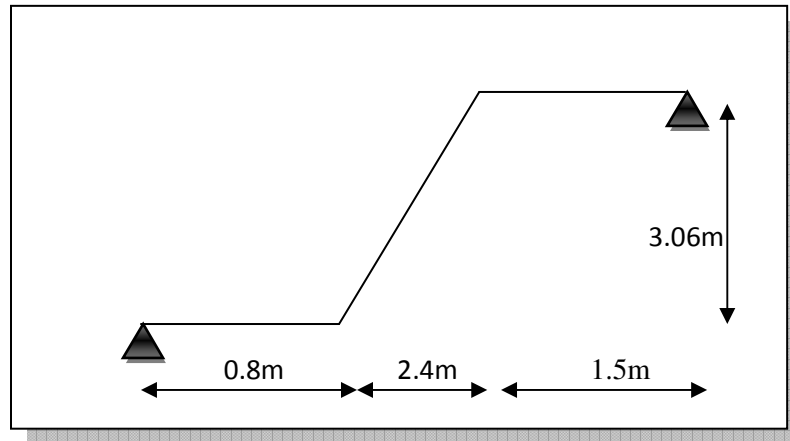


Figure III.20 : Schéma d'escalier type 03

a) Pré-dimensionnement

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 3,06\text{m}$.

Giron : $g = 30\text{ cm}$.

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a $60 \leq 2h + g \leq 64$ donc : $15 \leq h \leq 17$

On prend : $h = 17\text{ cm}$.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$NC = H/h = 306/17 = 18$$

Soit 9 contre marches par volée

- **Nombre de marche**

$$n = N_C - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paliasse**

$$\text{Tg } \alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paliasse } h' = N_C \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm} = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = (N_C - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1.53 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 32.53^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

L : La longueur de la paliasse + palier de départ

$$L = 2.85 + 0.8 = 3.65 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 12.17 \leq e \leq 18.25$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : **e = 16 cm.**

b) Evaluation des charges
Tableau III.15. Charges permanentes de la volée de l'escalier type 03

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la paliasse	0.16/cos32.52°	25	4.74
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Enduit en Ciment	0.02	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			9.39 KN/m²

- Palier

Tableau III.16. Charge permanente du palier de l'escalier type 03

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.2	20	0.4
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Poids propre du palier	0.16	25	4
Enduit en Ciment	0.2	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			6.52KN/m²

c) Combinaisons des charges

- ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Volée : } P_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 9.39) + (1.5 \cdot 2.5) = 16.43 \text{KN/m.}$$

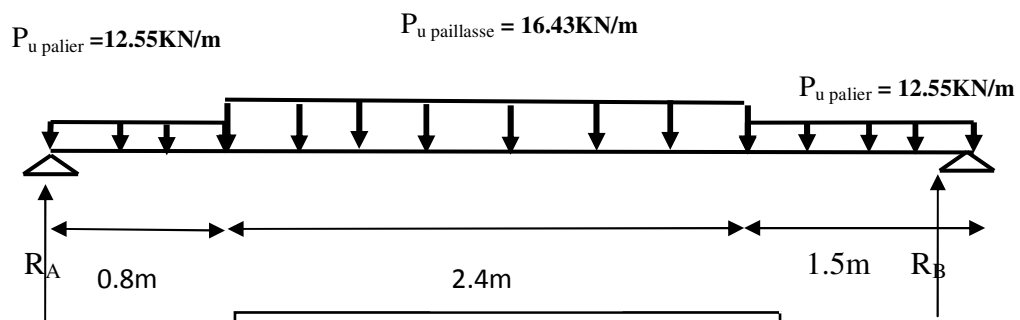
$$\text{Palier de repos : } P_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 6.52) + (1.5 \cdot 2.5) = 12.55 \text{KN/m}$$

- ELS

$$P_s = G + Q$$

$$\text{Volée : } P_{s \text{ volée}} = G + Q = 9.39 + 2.5 = 11.89 \text{KN/m}$$

$$\text{Palier de repos : } P_{s \text{ palier}} = G + Q = 6.52 + 2.5 = 9.02 \text{KN/m}$$

d) Schéma statique de calcul

Figure III.21. Schéma statique ELU

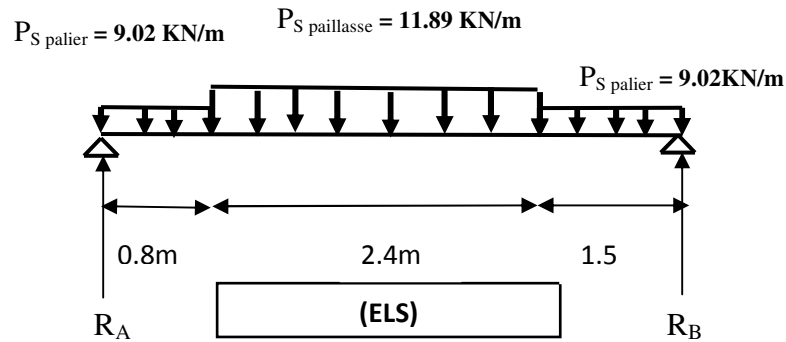


Figure III.22. Schéma statique de l'escalier type 03 à ELS

- Calcul des sollicitations
- ELU
- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{up} \times 0.8 + P_{uv} \times 2.4 + P_{up} \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (12.55 \times 0.8) + (16.43 \times 2.4) + (12.55 \times 1.5) = 68.29 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 68.29 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(0.8)^2}{2} P_{UP} + 2.4 \left(\frac{(2.4)}{2} + 0.8 \right) P_{UV} + 1.5 \left(\frac{(1.5)}{2} + 2.4 + 0.8 \right) P_{UP} \right] / 4.7$$

$$\implies R_B = 33.45 \text{ KN}$$

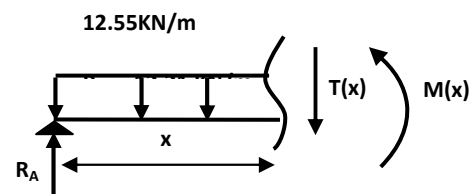
$$\implies R_A + R_B = 68.29 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 34.84 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Tronçon : $0 \leq x \leq 0.8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{UP} x \\ M(x) = R_A x - P_{UP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

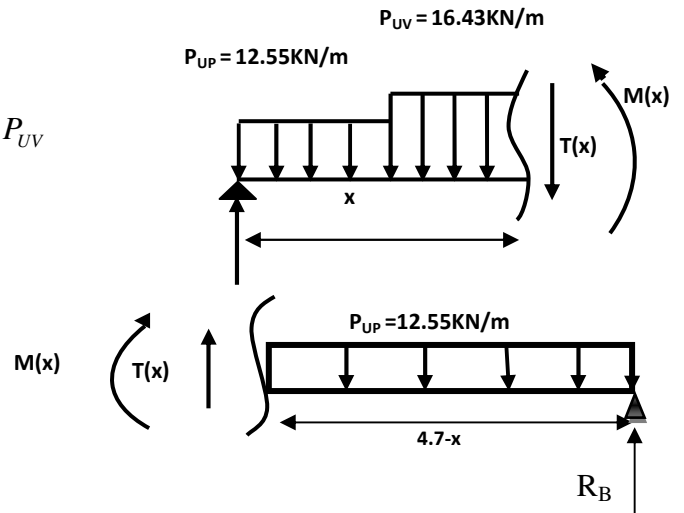


Tronçon : $0.8\text{m} \leq x \leq 3.2\text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.8P_{UP} - P_{UV}(x - 0.8) \\ M(x) = R_A x - 0.8\left(x - \frac{0.8}{2}\right)P_{UP} - \frac{(x - 0.8)^2}{2}P_{UV} \end{cases}$$

Tronçon : $3.2\text{m} \leq x \leq 4.7\text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_B(4.7 - x) - P_{UP}\frac{(4.7-x)^2}{2} \\ T(x) = -R_B + P_{UP}(4.7 - x) \end{cases}$$



- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

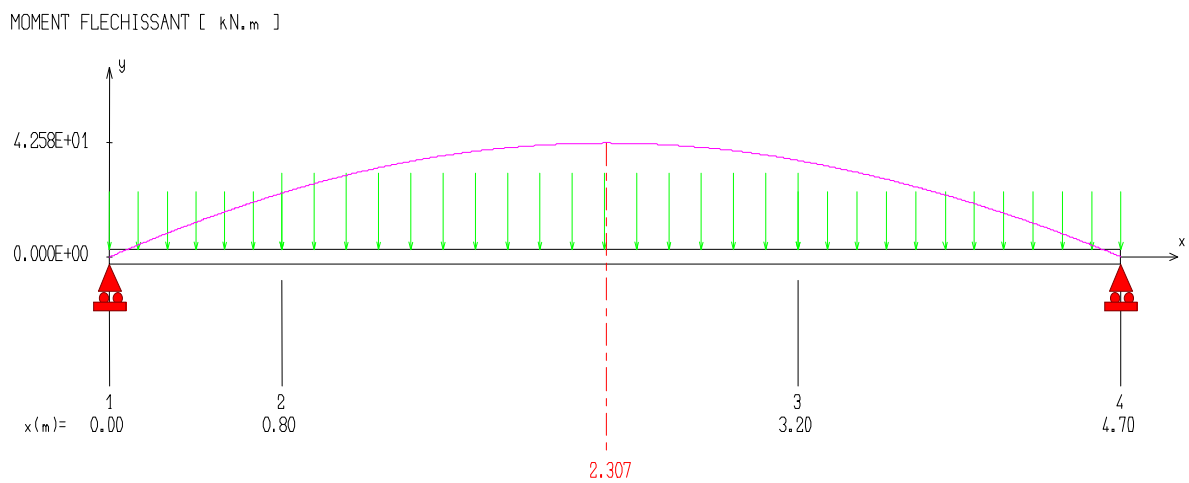


Figure III.23. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (03) à l'ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]

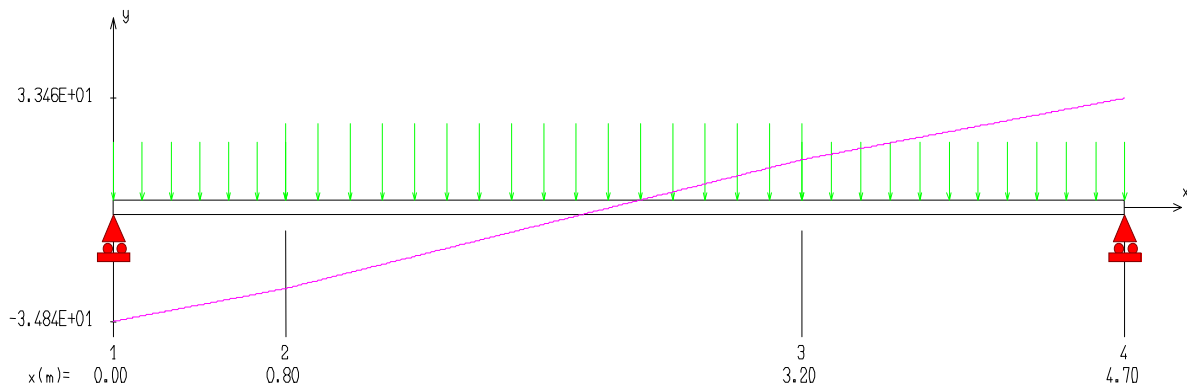


Figure III.24. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (03) à l'ELU

ELS

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_{Sp} \times 0.8 + P_{Sv} \times 2.4 + P_{sp} \times 1.5$$

$$\implies R_A + R_B = (9.02 \times 0.8) + (11.89 \times 2.4) + (9.02 \times 1.5) = \text{KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 49.28 \text{KN}}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(1.2)^2}{2} P_{Sp} + 2.4 \left(\frac{(2.7)}{2} + 1.2 \right) P_{Sv} + 1.5 \left(\frac{(1.5)}{2} + 2.7 + 1.2 \right) P_{SP} \right] / 5.4$$

$$\implies \mathbf{R_B = 24.13 \text{KN}}$$

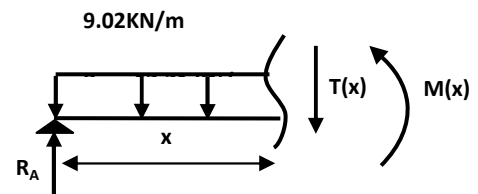
$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 49.28 \text{KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 25.15 \text{KN}}$$

- **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

Tronçon : $0 \leq x \leq 0.8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{SP} x \\ M(x) = R_A x - P_{SP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

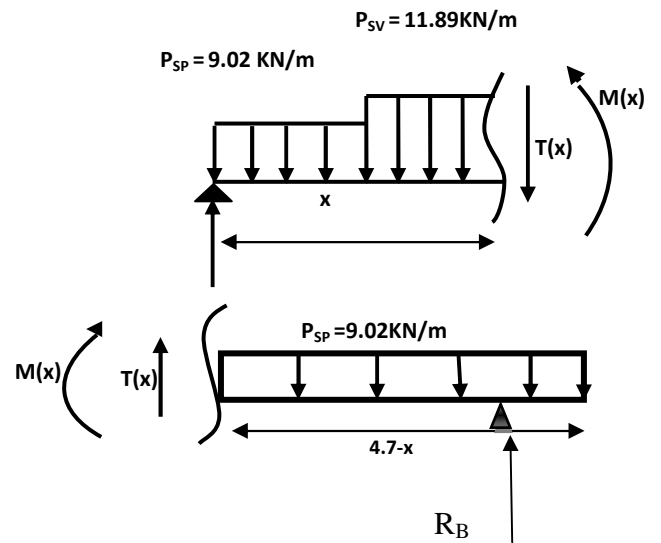


Tronçon : $0.8\text{m} \leq x \leq 3.2\text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0.8P_{SP} - P_{SV}(x-0.8) \\ M(x) = R_A x - 0.8\left(x - \frac{0.8}{2}\right)P_{SP} - \frac{(x-0.8)^2}{2}P_{SV} \end{cases}$$

Tronçon : $3.2\text{m} \leq x \leq 4.7\text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_B(4.7 - x) - P_{SP} \frac{(4.7-x)^2}{2} \\ T(x) = -R_B + P_{SP}(4.7 - x) \end{cases}$$



• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

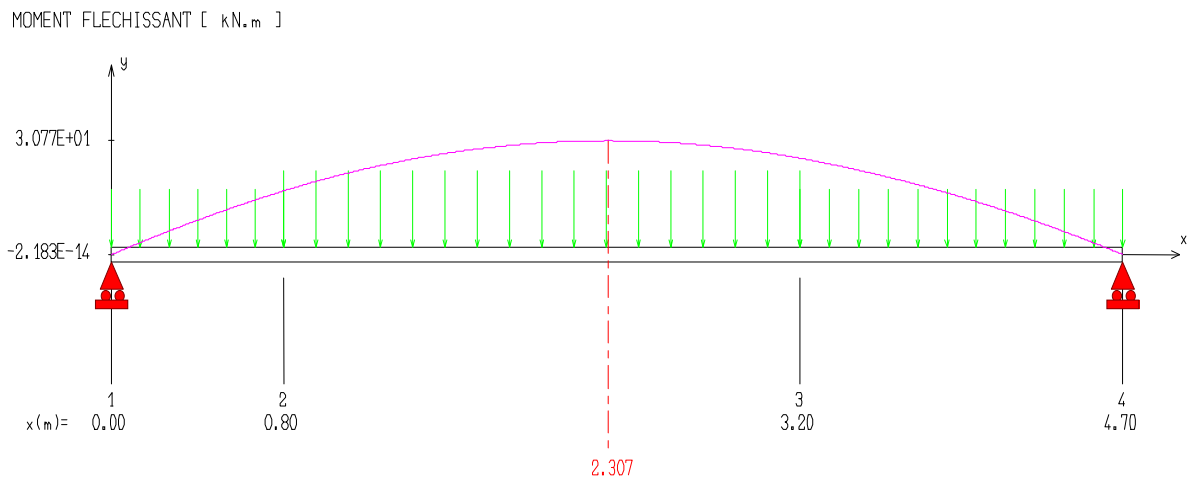


Figure III.25. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (03) à l'ELS

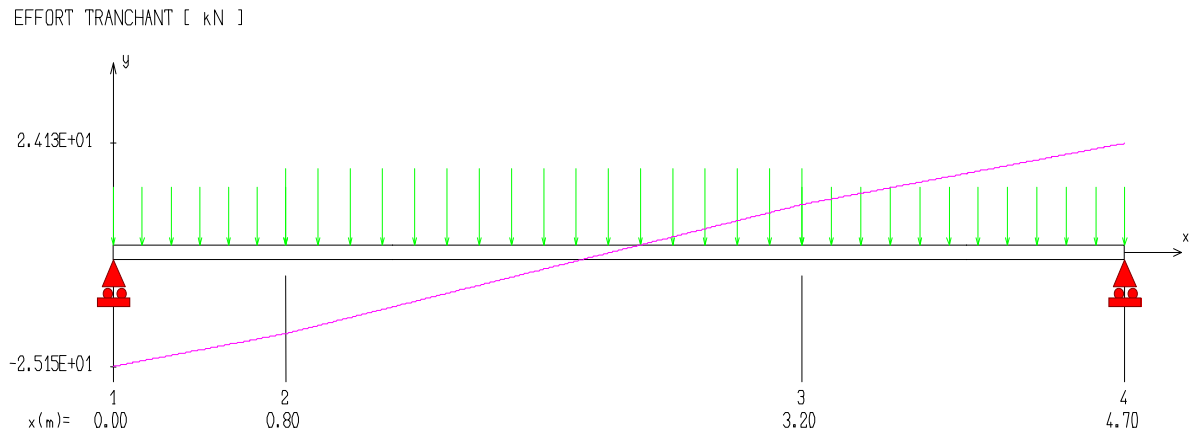


Figure III.26. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (03) à l'ELS

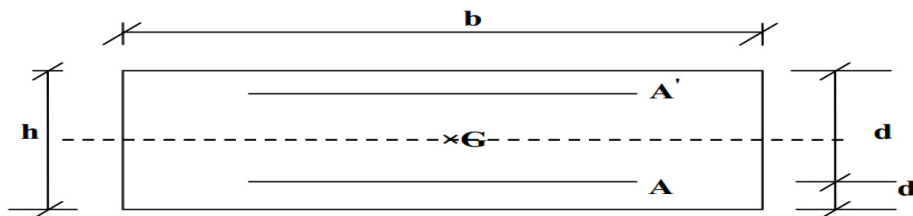
- **Evaluation des sollicitations de calcul**

Tableau III.17. Les sollicitations de calcul (escalier3)

	ELU	ELS
$M_0 \text{ max}$	42.58KN .m	30.77KN .m
$M \text{ travée max } (M_t = 0.85M_0)$	36.19 KN .m	26.15KN .m
$M \text{ appui max } (M_a = -0.3M_0)$	12.77KN .m	9.23KN .m
$T \text{ max}$	34.84 KN	25.15 KN

e) Ferrailage de l'escalier

$b = 1000\text{mm}$; $h = 16\text{cm} = 160\text{mm}$; $d = 0,9h = 14.4\text{cm} = 144\text{mm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$; $d' = C' = 2\text{ cm}$



- Calcul à ELU

Tableau III.18. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU (ESC03)

	M_u (KN.m)	μ	$\mu l = 0.392$	A'_s (cm^2)	Z(mm)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	36.19	0.123	$\mu < \mu l$	0	134.5	7.73	1.73
En appui	12.77	0.043	$\mu < \mu l$	0	140.8	2.61	1.73

- Vérification à ELS

Tableau III.19. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS (ESC03)

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
En travée	26.15	4.66	14643.24	0.178	8.32	15	CV
En appui	9.23	4.09	11288.97	0.082	3.34	15	CV

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- Choix et vérification des armatures

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des choix et vérification des armatures (ESC03)

	Armatures Longitudinales	Vérification de l'espacement	Armatures de réparation	Vérification de l'espacement
En travée	7HA12 $A_{s\ ad} = 7.92\ cm^2$ $S_t = 14\ cm$	$S_t \leq \min(3h; 33\ cm)$ $14\ cm \leq 33\ cm$ C.V	5HA10 $A_{s\ ad} = 3.93\ cm^2$ $S_t = 20\ cm$	$S_t \leq \min(4h; 45\ cm)$ $20\ cm \leq 45\ cm$ C.V
En appui	5HA12 $A_{s\ ad} = 5.65\ cm^2$ $S_t = 20\ cm$	$S_t \leq \min(3h; 33\ cm)$ $20\ cm \leq 33\ cm$ C.V	5HA10 $A_{s\ ad} = 3.93\ cm^2$ $S_t = 20\ cm$	$S_t \leq \min(4h; 45\ cm)$ $20\ cm \leq 45\ cm$ C.V

- Vérification à ELU

Tableau III.21. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU (ESC03)

	T _{max} (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence			
		τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	OBS $\tau_u < \overline{\tau_u}$	$\sum U_i$ (mm)	τ_{Se} (MPa)	$\overline{\tau_{Se}}$ (MPa)	OBS $\frac{\tau_{Se}}{\overline{\tau_{Se}}} <$
En travée	34.84	0.24	3.33	C.V	263.76	1.02	3.15	C.V
En appui								

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * a * b_0 \quad ; a = 0.9d = 0.9 * 14.4 = 12.96 \text{ cm}$$

$$0.4 \frac{25}{1.5} * 129.6 * 1000 = 864000 \text{ N} = 864 \text{ KN}$$

$$34.84 \text{ KN} \leq 864 \text{ KN} \quad \text{CV.}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Avec } A_{s \text{ appui}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$5.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(34.84 * 10^3 + \frac{12.77 * 10^6}{129.6} \right) = 383.45 \text{ mm}^2 = 3.83 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

- Vérification des conditions

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{515} = 0.031 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.031 > \frac{1}{10} \frac{26.15}{30.77} = 0.085 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{7.92 * 100}{144 * 1000} = 0.0055 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ CV}$$

- **Calcul de la flèche :** Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

$M_{\text{ser}} = 26.15 \text{KN.m}$; $b_0 = b = 100 \text{cm}$; $A_s = 7.92 \text{cm}^2$; $h = 16 \text{cm}$; $L = 5.15 \text{m}$.

Tableau III.22. Tableau récapitulatif des résultats de la flèche(ESC03)

$I_0 (\text{cm}^4)$	$\sigma_s (\text{MPa})$	ρ	μ	$I_{fi} (\text{cm}^4)$	$I_{fv} (\text{cm}^4)$
38999.38	229.28	0.0055	0	42899.32	42899.32
$f_i (\text{cm})$	$f_v (\text{cm})$	$\Delta f (\text{cm})$	$\bar{f} (\text{cm})$	OBS	
0.5	1.49	0.99	1.03	CV	

Conclusion : la flèche est vérifiée donc le ferrailage est adopté.

- **Ferrailage de l'escalier type 03**

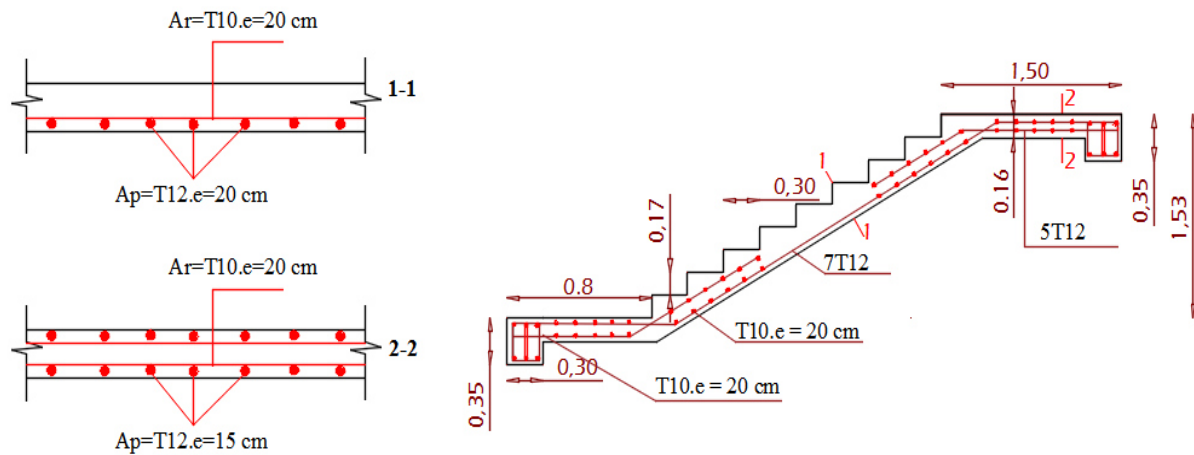


Figure II.27. Schéma de ferrailage de l'escalier type (03)

III.2.6 : Etude de l'escalier type 4

Les escaliers à quartiers tournants permettant l'accès du sous sol à entre sol et à RDC

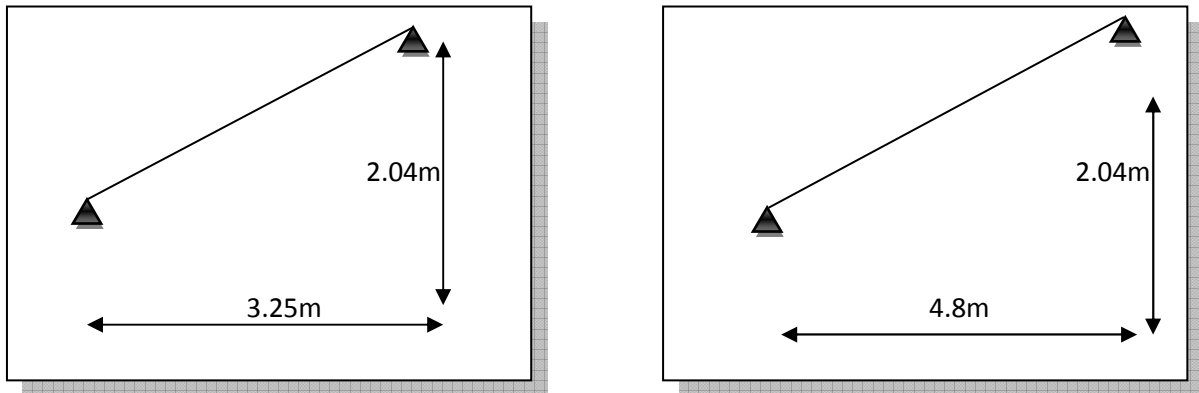


Figure III.28. Schéma d'escalier (type4)

a) Pré-dimensionnement

- **Volée 01**
- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 4.08 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a $60 \leq 2h + g \leq 64$ donc : $15 \leq h \leq 17$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$NC = H/h = 408/17 = 24$$

Soit 12 contre marches.

- **Nombre de marche**

$$n = N_C - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la palliasse**

$$\text{Tg } \alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_C \times h = 12 \times 17 = 204 \text{ cm} = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = 3.25$$

$$\text{Tg } \alpha = 2.04 / 3.25 \Rightarrow \alpha = 32.12^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 2.04 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.84 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 12.8 \leq e \leq 19.2$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : **e = 18cm.**

- **Volée 2**

- Pré-dimensionnement**

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 4.08 \text{ m.}$

Giron : $g = 30 \text{ cm.}$

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a $60 \leq 2h + g \leq 64$ donc : $15 \leq h \leq 17$

On prend : $h = 17 \text{ cm.}$

Donc le nombre de contre marches égale :

$N_C = H/h = 408/17 = 24$: Soit 12 contre marches.

- **Nombre de marche**

$$n = N_C - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\text{Tg } \alpha = h' / L'$$

$$\text{Hauteur réelle de paillasse } h' = N_C \times h = 12 \times 17 = 204 \text{ cm} = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{Ligne de foulée } L' = 4.8$$

$$\text{Tg } \alpha = 2.04 / 4.8 \Rightarrow \alpha = 23.03^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L_o = 2.04 / \sin \alpha \Rightarrow L = 5.21 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 17.36 \leq e \leq 26.05$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : **e = 20 cm.**

NB : pour le ferrailage on prend la volée la plus défavorable et généralisé le ferrailage, donc on prend la deuxième volée.

b) Evaluation des charges : volée2

Tableau III.23. Charges permanentes de la volée de l'escalier type 4 volée 2

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la paillasse	0.2/cos23.03°	25	5.43
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			10.08KN/m²

- Palier

Tableau III.24. Charges permanentes du palier de l'escalier type 4 volée 2

Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.2	20	0.4
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Lit de sable	0.2	18	0.36
Poids propre du palier	0.2	25	5
Enduit en Ciment	0.2	18	0.36
Garde- corps	/	/	1
			7.52KN/m²

c) Combinaisons des charges

- ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

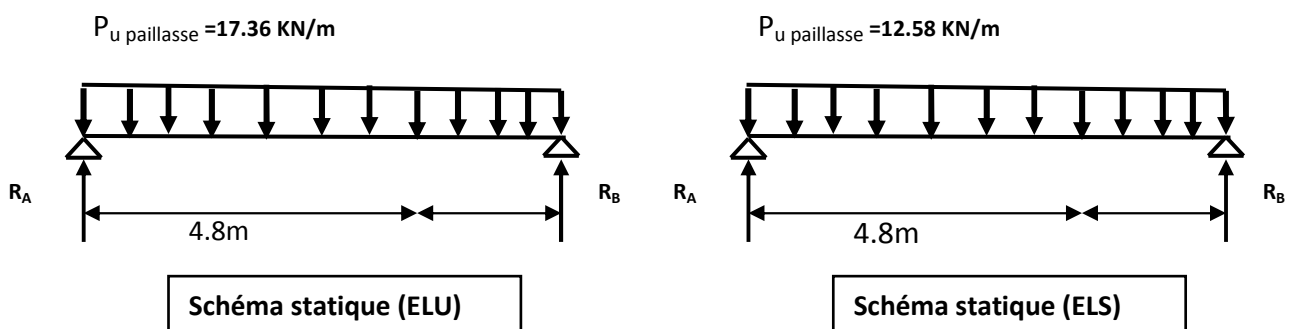
$$\text{Volée : } P_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 10.08) + (1.5 * 2.5) = 17.36 \text{KN/m.}$$

- ELS

$$P_s = G + Q$$

$$\text{Volée : } P_{s \text{ volée}} = G + Q = 10.08 + 2.5 = 12.58 \text{KN/m}$$

d) Schéma statique de calcul


Figure III.29. Schéma statique de l'escalier type 04 à ELU et ELS

e) Calcul des sollicitations

• Calcul des réactions d'appuis

• à L'ELU

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_u \text{ paillasse} \times 4.8$$

$$\implies R_A + R_B = (17.36 \times 4.8) = 83.33 \text{ KN}$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 83.33 \text{ KN}}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(4.8)^2}{2} 17.36 \right] / 4.8$$

$$\implies R_B = 41.66 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 83.33 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 41.66 \text{ KN}$$

• Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

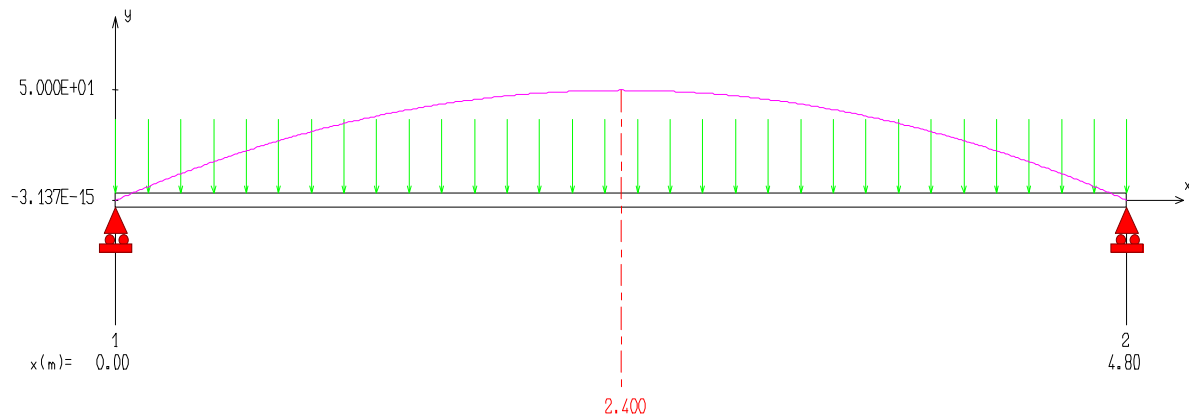


Figure III.30. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (04) à l'ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]

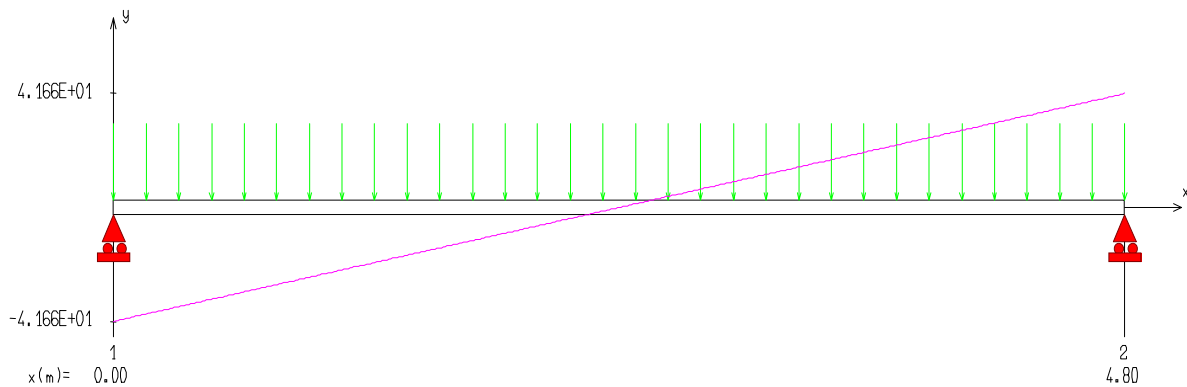


Figure III.31. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (04) à l'ELU

- à L'ELS

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = P_s \text{ paillasse} \times 4.8$$

$$\implies R_A + R_B = (12.58 \times 4.8) = 60.38 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 60.38 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B = \left[\frac{(4.8)^2}{2} 12.58 \right] / 4.8$$

$$\implies R_B = 30.19 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 60.38 \text{ KN}$$

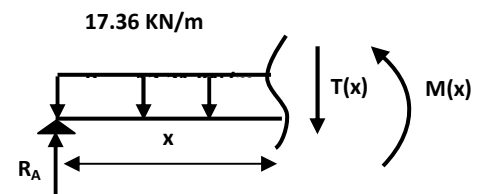
$$\implies R_A = 30.19 \text{ KN}$$

f) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- ELU

Tronçon : $0 \leq x \leq 4.8 \text{ m}$:

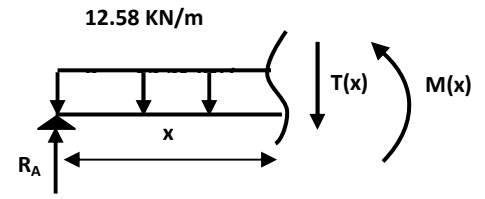
$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{UP} x \\ M(x) = R_A x - P_{UP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



• ELS

Tronçon : $0 \leq x \leq 4.8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} T(x) = R_A - P_{UP}x \\ M(x) = R_Ax - P_{UP} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

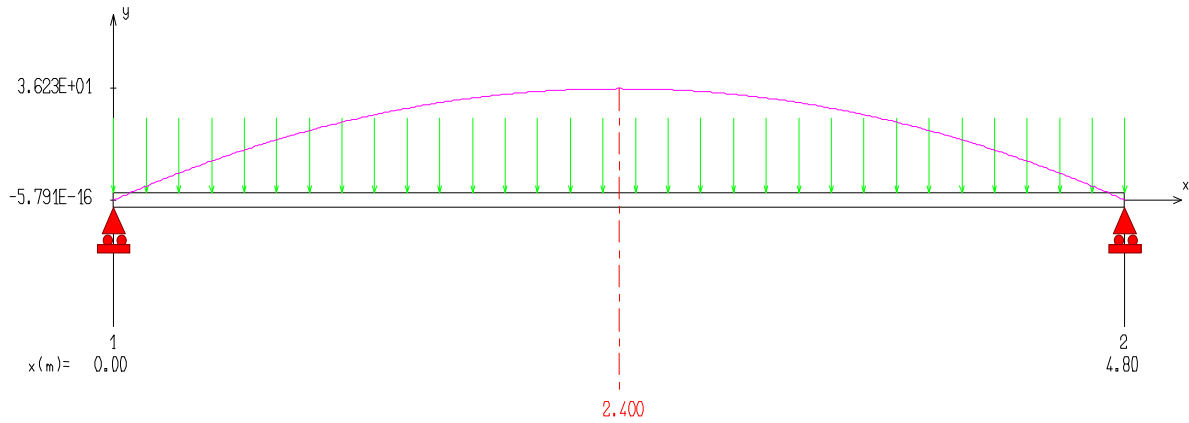


Figure III.32. Diagramme de moment fléchissant d'escalier (04) à l'ELS

EFFORT TRANCHANT [kN]

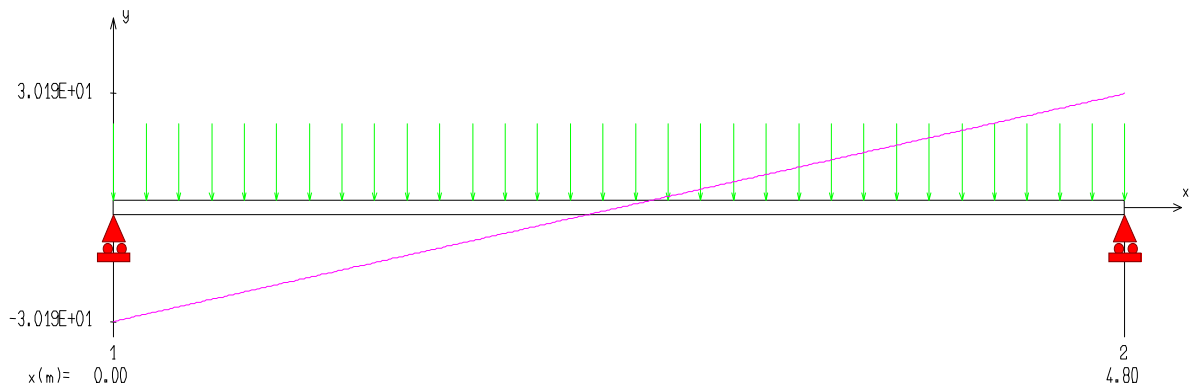


Figure III.33. Diagramme de l'effort tranchant d'escalier (04) à l'ELS

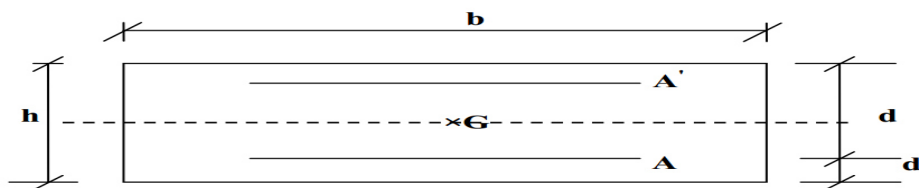
- Evaluation des sollicitations de calcul

Tableau III.25. Les sollicitations de calcul (ESC04)

	ELU	ELS
$M_{0 \max}$	50KN .m	36.23KN .m
$M_{\text{travées max}} (M_t = 0.85M_0)$	42.5 KN .m	30.8 KN .m
$M_{\text{appui max}} (M_a = -0.3M_0)$	15 KN .m	10.87KN .m
T_{\max}	41.66 KN	30.19 KN

d) Ferrailage de l'escalier

$b = 1000\text{mm}$; $h = 20\text{cm} = 200\text{mm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm} = 180\text{mm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$



- Calcul à ELU

Tableau III.26. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU(ESC04)

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu_l = 0.392$	$A'_s (cm^2)$	$Z(\text{mm})$	$A_s (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$
En travée	42.5	0.093	$\mu < \mu_l$	0	171.22	7.13	2.17
En appui	15	0.033	$\mu < \mu_l$	0	176.98	2.44	2.17

- Vérification à ELS

Tableau III.27. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte dans le béton l'ELS (ESC 04)

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	30.8	5.23	22209.2	7.27	15	C.V
En appui	10.87	3.28	9106.7	3.9	15	C.V

NB : Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- Choix et vérification des armatures

Tableau III.28. Tableau récapitulatif de choix et vérification des armatures (ESC04)

	Armatures Longitudinales	Vérification de l'espacement	Armatures de réparation	Vérification de l'espacement
En travée	7HA12 $A_{s\ ad}=7.92\ cm^2$ $S_t=15\ cm$	$S_t \leq \min(3h;33cm)$ $15\ cm \leq 33\ cm$ C.V	5HA10 $A_{s\ ad}=3.93\ cm^2$ $S_t=20cm$	$S_t \leq \min(4h;45cm)$ $20\ cm \leq 45\ cm$ C.V
En appui	5HA12 $A_{s\ ad}=5.65\ cm^2$ $S_t=20cm$	$S_t \leq \min(3h;33cm)$ $20\ cm \leq 33\ cm$ C.V	5HA10 $A_{s\ ad}=3.93\ cm^2$ $S_t=20cm$	$S_t \leq \min(4h;45cm)$ $20\ cm \leq 45\ cm$ C.V

- Vérification à ELU

Tableau III.29. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU(ESC04)

	T _{max} (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence			
		τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\sum U_i$ (mm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	OBS
En travée	41.66	0.23	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V	263.76	0.97	3.15	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ C.V
En appui								

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * a * b_0 \quad ; a = 0.9d = 0.9 * 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \frac{25}{1.5} * 162 * 1000 = 1080000 \text{ N} = 1080 \text{ KN}$$

$$41.66 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$\text{Pour l'appui de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$5.65 \text{ cm}^2 \geq 41.66 * 10^3 / \frac{400 * 10^2}{1.15} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}}$$

$$3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.042 < \frac{1}{10} \frac{30.8}{36.23} = 0.085 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{7.92 * 100}{180 * 1000} = 0.0044 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

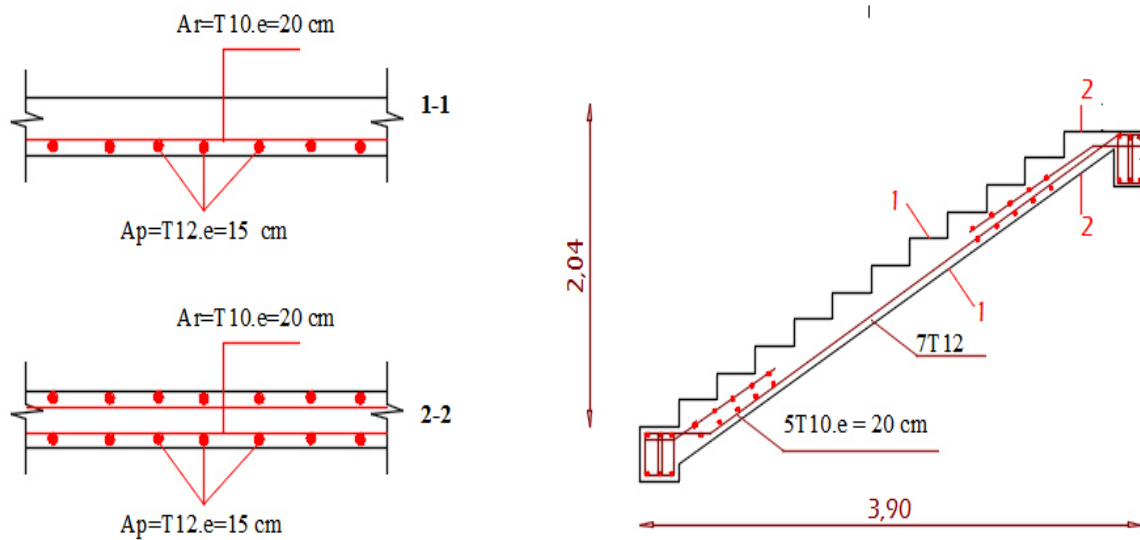
- **Calcul de la flèche**

$$M_{ser} = 30.8 \text{ KN.m} ; b_0 = b = 100 \text{ cm} ; A_s = 7.92 \text{ cm}^2 ; h = 20 \text{ cm} ; L = 4.8 \text{ m.}$$

Tableau III.30. Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la flèche(ESC04)

I_0 (cm ⁴)	σ_s (MPa)	ρ	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
74269.87	216	0.0044	0	81696.86	81696.86
f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	OBS	
0.27	0.8	0.53	0.96	CV	

✓ **Ferraillage de l'escalier type(04)**

**Figure II.34. Schéma de ferraillage de l'escalier type (04)**

III.3. Étude de la poutre palière

La poutre palière c'est une poutre de section rectangulaire est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment).

III.3.1. Pour étage courant

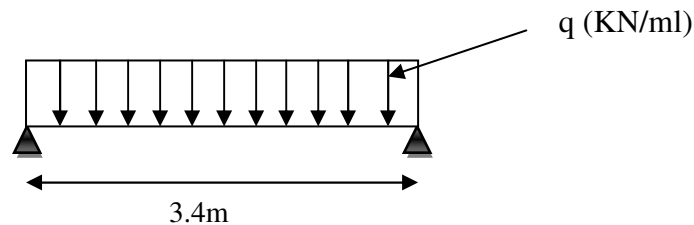


Figure III.35. Schéma statique de la poutre palière de l'étage courant

La poutre palière est calculée à ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

➤ Pré-dimensionnement de la poutre palière

- Selon le BAEL 91[2] ; les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{306}{15} \leq h \leq \frac{306}{10} \quad \Longrightarrow \quad 20.4 \leq h \leq 30.6 \quad \Longrightarrow \quad h = 25\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq b \leq 17.5 \quad \Longrightarrow \quad b = 15\text{cm}$$

On adopte une poutre palière de (35*30)cm²

- Vérification

Le RPA99 préconise :

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 0.4 \quad \Longrightarrow \quad 1.16 < 0.4 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la poutre palière aura pour dimensions

$$b \cdot h = 35 \cdot 30 \text{cm}^2.$$

➤ Chargement de la poutre palière : la poutre palière est soumise à :

- Son poids propres : $G_p = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELU : $R_{BU} = 33.45 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à ELS: $R_{BS} = 24.13\text{KN/ml}$.

➤ **Combinaisons des charges**

- **A ELU**

$$q_u = 1.35G_p + R_{BU}$$

$$q_u = 1.35(2.625) + (33.45) = 36.99\text{KN/ml}$$

- **A ELS**

$$q_s = G_p + R_{BS}$$

$$q_s = (2.625) + (24.13) = 26.76\text{KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

- **A ELU**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.99 * (3.4)^2}{8} = 53.45 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.99 * 3.4}{2} = 62.88 \text{ KN.}$$

- **A ELS**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.76 * (3.4)^2}{8} = 38.67\text{KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.76 * 3.4}{2} = 45.49 \text{ KN.}$$

Tableau III.31. Les sollicitations de calcul de la poutre palière de l'étage coutant

	$M_0(\text{KN.m})$	$T(\text{KN})$	$M^1=0.85M_0$ (KN.m)	$M^3=0.3M_0$ (KN.m)
ELU	53.45	62.88	45.43	16.04
ELS	38.67	45.49	32.87	11.6

➤ Diagramme des moments et des efforts tranchants

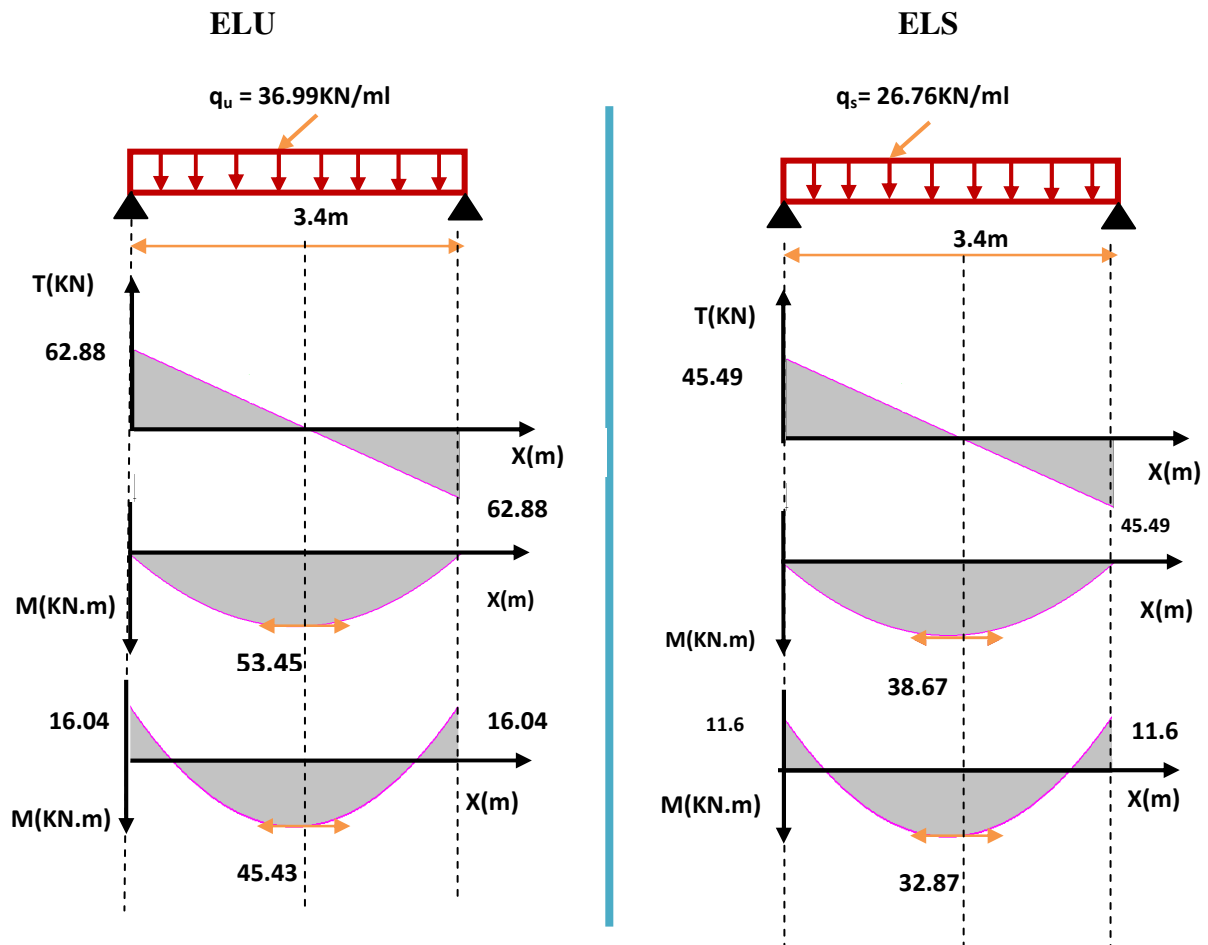


Figure III.36. Moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière (Étage courant)

➤ Calcul des armatures

- En appui

$$\mu = \frac{16.04 * 10^6}{14.17 * 300 * 315^2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier } FeE400)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.048$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.048)] = 308.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{16.04 * 10^6}{348 * 308.95} = 149 \text{mm}^2$$

$$A_s = 1.49 \text{cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3.39cm².

- **En travée**

$$\mu = \frac{45.43 * 10^6}{14.17 * 300 * 315^2} = 0.107 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.107)}) = 0.141$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.141)] = 297.23 \text{mm}$$

$$A_s = \frac{45.43 * 10^6}{348 * 297.23} = 439.2 \text{mm}^2$$

$$A_s = 4.39 \text{cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5.65cm².

➤ **Vérification à ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 31.5 * \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}$$

- **En appui :** $A_s = 3.39 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{cm}^2$

- **En travée :** $A_s = 5.65 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{cm}^2$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$T_u = 62.88 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{62.88 * 10^3}{300 * 315} = 0.67 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement:**(Art A6.1.3BAEL 91)

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\sum U_i = n * \pi * \phi$; n : nombre des barres

$$\sum U_i = 5 * 3.14 * 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{62.88 * 10^3}{0.9 * 315 * 188.4} = 1.17 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **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)

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a \quad ; \quad a = 0.9d$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{25}{1.5} * 300 * 283.5 = 567000 \text{ N} = 567 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 62.88 \text{ KN} < \bar{T}_u = 567 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- **Influence des aciers**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ appui}}$$

$$A_u = \frac{62.88 * 10^3}{348} = 180.7 \text{ mm}^2 = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 ; 40 \text{ cm}) = 28.38 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 300 \cdot 200}{400} = 60 \text{ mm}^2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des ϕ 10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

➤ **Vérification à ELS**

- **Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \qquad 3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.103 > \frac{1 M_t}{10 M_0} = \frac{1 \cdot 32.87}{10 \cdot 38.67} = 0.085 \quad CV$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{5.65}{31.5 * 30} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

- **Contrainte de compression de béton**

Tableau III.32. Tableau de calcul des armatures à l'ELS de la poutre palière de l'étage

Courant

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	32.87	5.65	10.51	48947.13	0.067	7.06	15	CV
Appuis	11.6	3.39	8.64	33023	0.035	3.03	15	CV

- Schéma de ferrailage

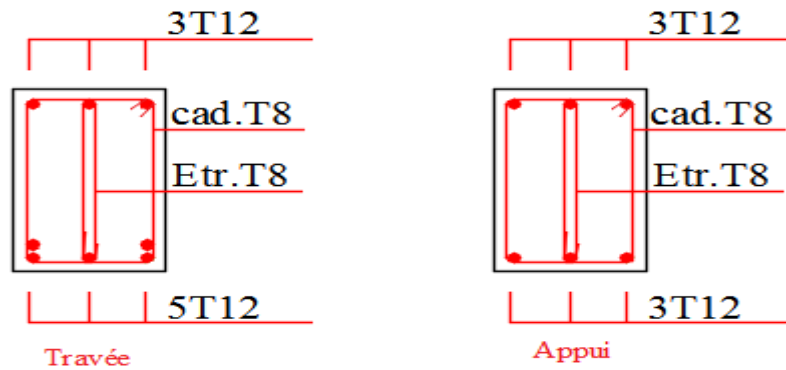


Figure III.37. Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'étage courant

III.3.2. Etude de la poutre palière entre sol

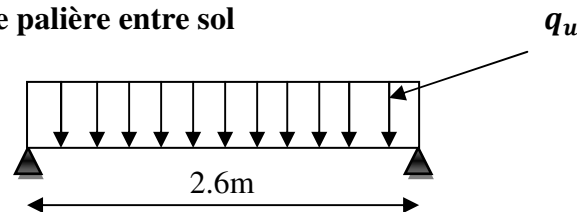


Figure III.38. Schéma statique de la poutre palière de l'entre sol

La poutre palière est calculée à ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

➤ Pré-dimensionnement de la poutre palière

- Selon le **BAEL 91[2]** ; les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \implies 17.33 \leq h \leq 26 \implies h = 20\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 8 \leq b \leq 14 \implies b = 10\text{cm}$$

On adopte une poutre palière de $(35 \times 30)\text{cm}^2$

- Vérification

Le RPA99 préconise :

$$h \geq 30\text{cm} \implies h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \text{ CV}$$

$$b \geq 20\text{cm} \implies b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \text{ CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 0.4 \quad \Longrightarrow \quad 1.16 < 0.4 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la poutre palière aura pour dimensions $b \cdot h = 35 \cdot 30 \text{cm}^2$.

➤ **Chargement de la poutre palière** : la poutre palière est soumise à

- Son poids propres : $G_p = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELU : $R_{BU} = 32.24 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELS: $R_{BS} = 23.36 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaisons des charges**

- **A ELU**

$$q_u = 1.35G_p + R_{BU}$$

$$q_u = 1.35(2.625) + 32.24 = 35.78 \text{ KN/ml}$$

- **A ELS**

$$q_s = G_p + R_{BS}$$

$$q_s = (2.625) + 23.36 = 25.99 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

- **A ELU**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.78 * (2.6)^2}{8} = 30.23 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{35.78 * 2.6}{2} = 46.51 \text{ KN}$$

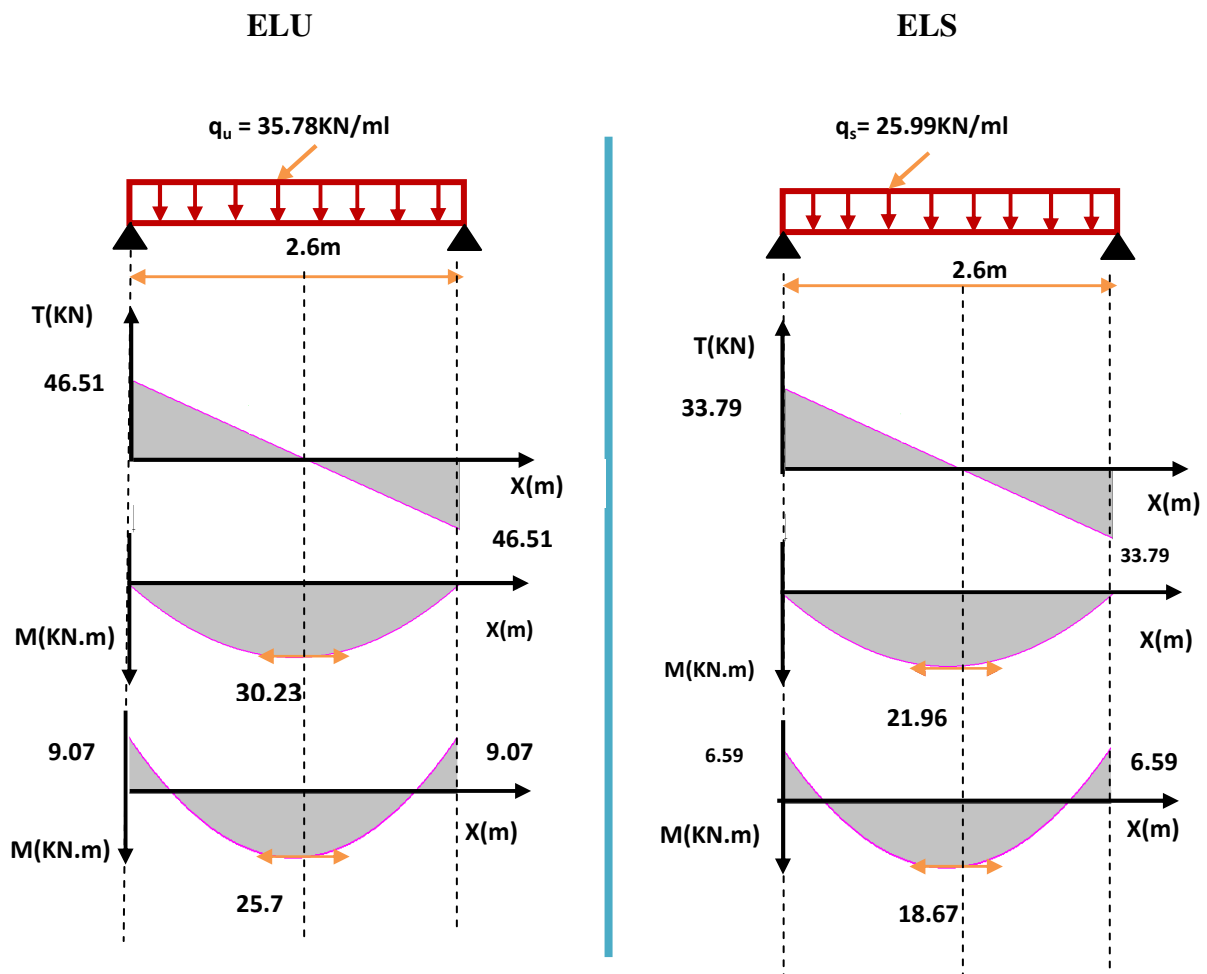
- **A ELS**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.99 * (2.6)^2}{8} = 21.96 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_s l}{2} = \frac{25.99 * 2.6}{2} = 33.79 \text{ KN.}$$

Tableau III.33. Les sollicitations de calcul de la poutre palière (entre sol)

	M_0 (KN.m)	T(KN)	$M^l=0.85M_0$ (KN.m)	$M^a=0.3M_0$ (KN.m)
ELU	30.23	46.51	25.7	9.07
ELS	21.96	33.79	18.67	6.59

➤ **Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant****Figure III.39. Moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière (Entre sol)**

➤ **Calcul des armatures**

- **En appui**

$$\mu = \frac{9.07 * 10^6}{14.17 * 300 * 315^2} = 0.0065 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0065)}) = 0.0081$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.0081)] = 314 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{9.07 * 10^6}{348 * 314} \quad A_s = 83 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3.39 cm².

- **En travée**

$$\mu = \frac{25.7 * 10^6}{14.17 * 300 * 315^2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.061)}) = 0.078$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.078)] = 305 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{25.7 * 10^6}{348 * 305} = 242 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.42 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3.39 cm².

➤ **Vérification à ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 31.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}$$

- **En appui :** $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$

- **En travée :** $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$T_u = 46.51KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{46.51 * 10^3}{300 * 315} = 0.49MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa \quad CV$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement :(ArtA6.1.3 BAEL 91).**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \emptyset \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = 3 * 3.14 * 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{46.51 * 10^3}{0.9 * 315 * 113.04} = 1.45 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa \quad CV$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **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).**

$$T_{u \max} \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a \quad ; \quad a = 0.9d$$

$$\overline{T_u} = 0.4 \frac{25}{1.5} * 300 * 283.5 = 567000N = 567KN$$

$$T_{u \max} = 46.51KN < \overline{T_u} = 567KN \quad CV$$

- **Influence des aciers**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ appui}}$$

$$A_u = \frac{46.51 * 10^3}{348} = 133.6 \text{ mm}^2 = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad CV$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 ; 40 \text{ cm}) = 28.38 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 300 * 200}{400} = 60 \text{ mm}^2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

➤ **Vérification à ELS**

- **Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \qquad 3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{260} = 0.135 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.135 > \frac{1 M_t}{10 M_0} = \frac{1 \cdot 18.67}{10 \cdot 21.96} = 0.085 \quad CV$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{3.39}{31.5 * 30} = 0.0036 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

- **Contrainte de compression de béton**

Tableau III.34. Tableau de vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palière entre sol

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Travée	18.67	3.39	9.16	37106	0.05	4.61	15	CV
Appuis	6.59	3.39	9.16	37106	0.018	1.63	15	CV

- **Schéma de ferrailage**

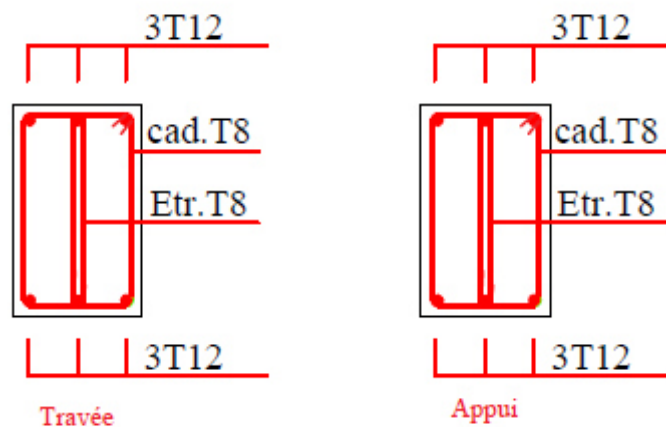


Figure III.40. Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'entre sol

III.3.3. Etude de la poutre palière de RDC

q (KN/ml)

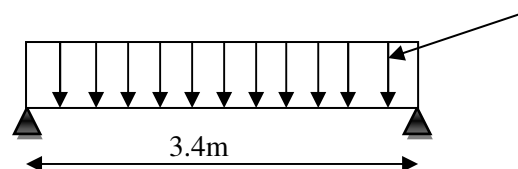


Figure III.41. Schéma statique de la poutre palière de rez de chaussée

La poutre palière est calculée à ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

➤ **Pré-dimensionnement de la poutre palière**

- Selon le **BAEL 91[2]** ; les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \implies 22.67 \leq h \leq 34 \implies h = 25cm$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 10 \leq b \leq 17.5 \implies b = 15cm$$

On adopte une poutre palière de (35*30)cm²

- **Vérification**

Le RPA99 préconise

$$h \geq 30cm \implies h = 35cm > 30cm \text{ CV}$$

$$b \geq 20cm \implies b = 30cm > 20cm \text{ CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 0.4 \implies 1.16 < 0.4 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la poutre palière aura pour dimensions

$$b \cdot h = 35 \cdot 30 \text{cm}^2.$$

➤ **Chargement de la poutre palière** : la poutre palière est soumise à :

- Son poids propres : $G_p = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELU : $R_{BU} = 42.75 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à ELS: $R_{BS} = 30.92 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaisons des charges**

- **A ELU**

$$q_u = 1.35G_p + R_{BU}$$

$$q_u = 1.35(2.625) + (42.75) = 46.29 \text{ KN/ml}$$

- **A ELS**

$$q_s = G_p + R_{BS}$$

$$q_s = (2.625) + (30.92) = 33.55 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**- **A ELU**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{46.29 * (3.4)^2}{8} = 66.89 \text{KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{46.29 * 3.4}{2} = 78.69 \text{KN.}$$

- **A ELS**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33.55 * (3.4)^2}{8} = 48.48 \text{KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{33.55 * 3.4}{2} = 57.04 \text{KN.}$$

Tableau III.35. Les sollicitations de calcul de la poutre palière de rez de chaussé

	$M_0(\text{KN.m})$	$T(\text{KN})$	$M^t=0.85M_0$ (KN.m)	$M^a=0.3M_0$ (KN.m)
ELU	66.89	78.69	56.85	20.07
ELS	48.48	57.04	41.21	14.54

➤ Diagramme des moments et des efforts tranchants

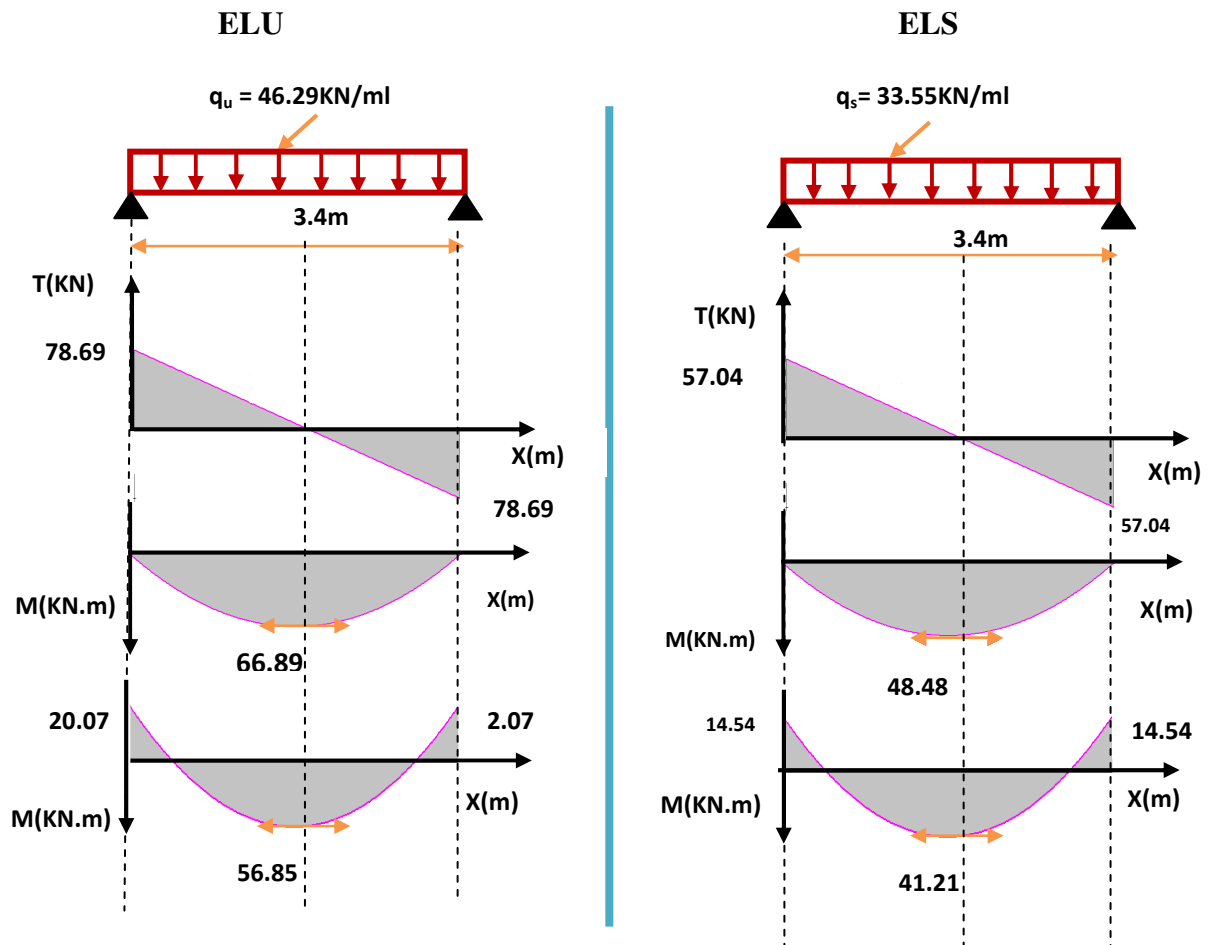


Figure III.42. Moment fléchissant et de l'effort tranchant de la poutre palière de rez de chaussée

➤ Calcul des armatures

- En appui

$$\mu = \frac{20.07 \cdot 10^6}{14.17 \cdot 300 \cdot 315^2} = 0.048 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.048)}) = 0.062$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.062)] = 307.19 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{20.07 \cdot 10^6}{348 \cdot 307.19} = 187.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.88 \text{ cm}^2$$

On adopte $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$.

- **En travée**

$$\mu = \frac{56.85 * 10^6}{14.17 * 300 * 315^2} = 0.135 < \mu_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.135)}) = 0.182$$

$$Z = 315[1 - 0.4(0.182)] = 292.07\text{mm}$$

$$A_s = \frac{56.85 * 10^6}{348 * 292.07} = 559.32\text{mm}^2$$

$$A_s = 5.59\text{cm}^2$$

On adopte $5HA12 = 5.65\text{cm}^2$.

➤ **Vérification à ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 31.5 * \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{- En appui : } A_s = 3.39\text{cm}^2 > A_{min} = 1.14\text{cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 1.14\text{cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$T_u = 78.69\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{78.69 * 10^3}{300 * 315} = 0.83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \phi \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = 5 * 3.14 * 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{78.69 * 10^3}{0.9 * 315 * 188.4} = 1.47 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **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)**

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * b * a \quad ; \quad a = 0.9d$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{25}{1.5} * 300 * 283.5 = 567000 \text{ N} = 567 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 78.69 \text{ KN} < \bar{T}_u = 567 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- **Influence des aciers**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ appui}}$$

$$A_u = \frac{78.69 * 10^3}{348} = 226.12 \text{ mm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2 < A_{u \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 ; 40 \text{ cm}) = 28.38 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 300 * 200}{400} = 60 \text{ mm}^2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

➤ **Vérification à ELS**

- **Etat limite de déformation (la flèche) :**(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \qquad 3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad CV$$

$$\frac{h}{L} = 0.103 > \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} \frac{41.21}{48.48} = 0.085 \quad CV$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{5.65}{31.5 * 30} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

- **Contrainte de compression de béton**

Tableau III.36. Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte à l'ELS (rez de chaussée)

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Travée	41.21	5.65	10.51	48947.13	0.084	8.85	15	CV
Appuis	14.54	3.39	8.64	33023	0.044	3.8	15	CV

- **Schéma de ferrailage**

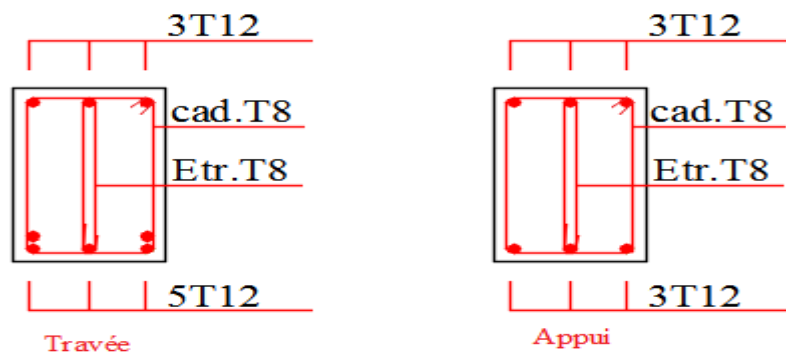


Figure III.43. Schéma de ferrailage de la poutre palière de rez de chaussée

III.4. Etude du Balcon

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

III.4.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine

Largeur = 1.2m

Longueur = 2.3m

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

L'épaisseur doit être au moins égale à 12cm (RPA99version 2003)

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

III.4.2. Schéma statique de calcul

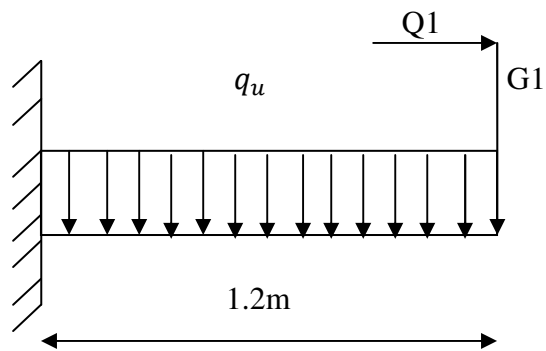


Figure III.44. Schéma statique du balcon

q_u : Charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q1: surcharge exercée sur le garde-corps.

G1: poids du garde-corps.

III.4.3. Calcul des efforts

$$G = 5,39\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G1 = 1,78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 1\text{KN/ m}^2$$

III.4.4. Combinaisons des charges

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

- **ELU**

La dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1\text{ml} = [1,35(5,39) + 1,5(3,5)] * 1\text{ml} = 12,53 \text{ KN/ml}$.

Garde corps : $q_{u1} = 1\text{ml} * 1,35G1 = 1 * 1,35 * 1,78 = 2,4 \text{ KN/ml}$

$Q_{u2} = 1,5Q1 = 1 * 1,5 * 1\text{ml} = 1,5 \text{ KN/ml}$.

- **ELS**

La Dalle: $q_s = (G+Q) * 1\text{ml} = (5,39+3,5) * 1\text{ml} = 8,89 \text{ KN/ml}$

Garde corps: $q_{s1} = G1 * 1\text{ml} = 1,78 \text{ KN/ml}$

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Ferrailage de balcon

- ✓ **ELU**

- a) **Calcul des moments d'encastremements**

- Le moment dû a la charge q_u de la dalle pleine.

$$M_{qu} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12,53(1,2)^2}{2} = 9,02 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû a la charge N_u du garde corps :

$$M_{u1} = q_{u1} * L = 2,4 * 1,2 = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = q_{u2} * H = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

- Le moment total :

$$M_{uTot} = 1,5 + 2,88 + 9,02 = 13,4 \text{ KN.m}$$

- ✓ **ELS**

- Le moment dû a la charge q_u de la dalle pleine.

$$M_{qs} = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{8,89(1,2)^2}{2} = 6,4 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû a la charge N_U du garde corps :

$$M_{s1} = q_{s1} * L = 1.78 * 1.2 = 2.14KN.m$$

$$M_{s2} = q_{s2} * H = 1 * 1 = 1KN.m$$

- Le moment total :

$$M_{sTot} = 6.4 + 2.14 + 1 = 9.54KN.m$$

b) Calcul des armatures à ELU

✓ Armatures principales

$$\mu = \frac{13.4 * 10^6}{14.17 * 1000 * 135^2} = 0.052 < \mu_l = 0.392(\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.052)}) = 0.067$$

$$Z = 162[1 - 0.4(0.067)] = 131.38 \text{ mm}$$

$$A_p = \frac{13.4 * 10^6}{348 * 138.38} = 163mm^2$$

$$A_p = 1.63cm^2$$

$$\text{Soit } 5HA10 = 3.93cm^2$$

Avec un espacement de 20cm.

$$S_t = 24cm \leq \min(2h ; 25cm) = \min(30 \text{ cm} ; 25cm) = 25cm \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

✓ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

$$\text{Soit } 5HA8 = 2.51cm^2$$

Avec un espacement de 20cm.

$$S_t = 21cm \leq \min(2h ; 25cm) = \min(30 \text{ cm} ; 25cm) = 25cm.$$

III.4.6. Vérifications à ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63cm^2$$

$$A_l = 3.93cm^2 > A_{min} = 1.63cm^2 \quad CV$$

$$A_r = 2.51cm^2 > A_{min} = 1.63cm^2 \quad CV$$

- **Vérification de disposition d'armature**

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 24cm \leq \min(3h ; 33cm) = \min(45 cm ; 33cm) = 33cm \quad CV$$

- **Armatures de répartitions**

$$S_t = 24cm \leq \min(4h ; 45cm) = \min(60 cm ; 45cm) = 45cm \quad CV$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28} ; 5MPa)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.25 , 5) MPa = 3.25 MPa$$

$$T_u = q_u * l + q_{u1} + q_{u2}$$

$$T_u = 12.53 * 1.2 + 2.4 = 17.43KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{17.43 * 10^3}{1000 * 135} = 0.129 MPa < \overline{\tau_u} = 3.25MPa \quad CV$$

- **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \emptyset \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = 5 * 3.14 * 10 = 157mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.43 * 10^3}{0.9 * 135 * 157} = 0.91MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa \text{ CV}$$

III.4.7. Vérifications à ELS

- **Contrainte de compression dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.37. Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	K (N/mm ³)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
9.54	3.44	7322.9	4.47	0.13	15	C.V

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.67 ; 202) \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 * 0.13 (135 - 34.4) = 196.7 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \qquad 3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > 0.1 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A}{d * b_0} = \frac{3.93 * 100}{135 * 1000} = 0.0029 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.8. Schéma de ferrailage

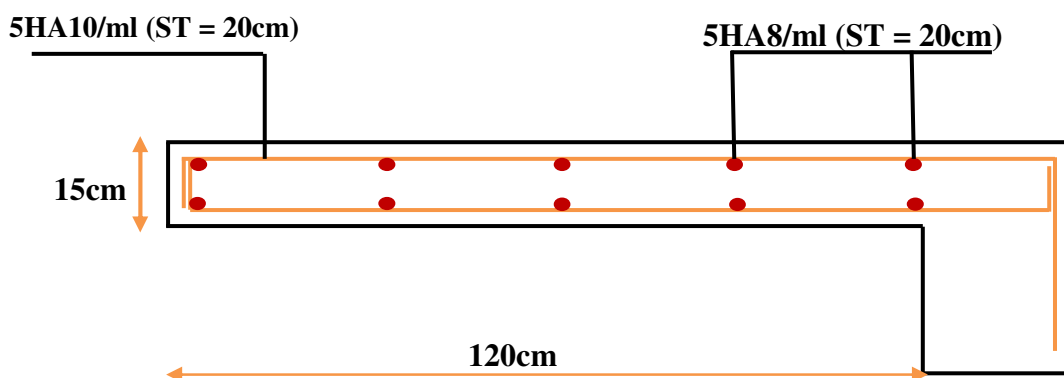


Figure III.45. Schéma de ferrailage du balcon

III.5. Calcul de plancher

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

Notre structure présente des planchers à corps creux (20+4) associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

Le plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et d'éléments de remplissage de dimensions (20x20x65), hauteur, largeur, longueur (cm³), le tout surmonté d'une dalle de compression.

III.5.1. La dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**. Elle sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrillage doit se faire par un quadrillage (treillis soudés) dans lequel les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B 68.423.BAEL83) comme suit :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :
- Si $L \leq 50cm$: La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm²/ml doit être au moins égale à :

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

- Si $50cm \leq L \leq 80cm$: La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm²/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\text{perpendiculaire nervures}} = \frac{4*L}{f_e} \text{ avec } (L \text{ en cm et } f_e \text{ en MPa}).$$

Avec :

L : est l'écartement entre axes des nervures = 65cm.

$$f_e = 400MPa$$

Donc : $50cm \leq 65cm \leq 80cm$

$$A_{\text{perpendiculaire nervures}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65cm^2/ml \quad \text{On prend } 6\Phi5 = 1.2 cm^2.$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\text{parallèle}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0.26cm^2 \quad \text{On prend } 6\Phi5 = 1.2 cm^2.$$

✓ **Conclusion** : Pour le ferrailage de la dalle de Compression, on adopte un treillis soudés suivant les deux sens en $\Phi5$ (200x200).

III.5.2. 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 des poutrelles se fait en deux étapes :

- 1^{er} étape : avant le coulage de la dalle de compression.
- 2^{eme} étape : après le coulage de la dalle de compression.

Et comme le calcul de 2^{eme} étape est plus pondérant que 1^{er} étape nous avons prendre directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

✓ **Dimensions 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.

$$h \geq \frac{L}{22.5}$$

L : la longueur de la travée la plus grand.

Donc :

$$h \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm} \implies \text{on prend } h = 24\text{cm.}$$

Et

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.7h \implies 0.3(24) \leq b_0 \leq 0.7(24) \implies 7.2 \leq b \leq 16.8$$

On prend $b = 12\text{cm}$.

- Calcul de la largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{480}{10}\right) = \min(26.5; 48\text{cm}) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

b : Largeur de la table de compression

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

✓ Calcul des poutrelles : Après le 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 supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

• Charges et surcharges et la combinaison de charge

- **ELU** : $q_u = 1.35g + 1.5q$

- **ELS** : $q_s = g + q$

Avec : $g = 0.65 \cdot G$

$q = 0.65 \cdot Q$

Tableau III.38. Tableau récapitulatif des charges reprend par les planchers

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g= 0.65G (KN/m ²)	q=0.65Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Plancher terrasse	5.85	1	3.8	0.65	6.11	4.45
Plancher courant	5.5	1.5	3.58	0.98	6.3	4.56
Plancher service	5.5	2.5	3.58	1.63	7.28	5.21
Plancher commerce	5.5	3.5	3.58	2.28	8.25	5.86

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

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'un plancher commerce :

$$q_u = 8.25 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 5.86 \text{ KN/m}^2.$$

Donc on prend : $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

- **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.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

- **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**

- **Condition 1**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5KN/m^2 \end{array} \right.$$

- **Condition 2**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

- **Condition 3**

Le rapport entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

- **Condition 3** : fissuration peu nuisible.

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

- **Application de la méthode**

- **Condition 1**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.5 \leq 2 * 5.5 = 11 KN/m^2 \quad CV \\ 3.5 \leq 5KN/m^2 \end{array} \right.$$

- **Condition 2**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

- **Condition 3**

$$\frac{L_i}{L_{i-1}} = \frac{4.8}{2.6} = 1.85 \quad 0.8 < 1.85 < 1.25 \quad CNV$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.8}{4.2} = 1.14 \quad 0.8 < 1.14 < 1.25 \quad CV$$

- **Condition 4** : la fissuration est peu préjudiciable.

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.

- **Méthode de Caquot**

- **Principe de la méthode**

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** et **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'** :

$$L' = L \text{ pour une travée de rive.}$$

$$L' = 0.8 L \text{ pour une travée intermédiaire.}$$

- **Règle des moments**

- **Moments en appui.**

$$M_a = - \frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

M_a: Moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

- **Moments en travées**

$$M_i = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \quad ; \quad X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

- **Règle de l'effort tranchant**

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

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

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

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

- **Application de la méthode**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

- ✓ **1^{er} type : poutrelle à 5 travées** : Nous trouvons ce type de poutrelle dans le plancher sous sol et entre sol.(commerce)

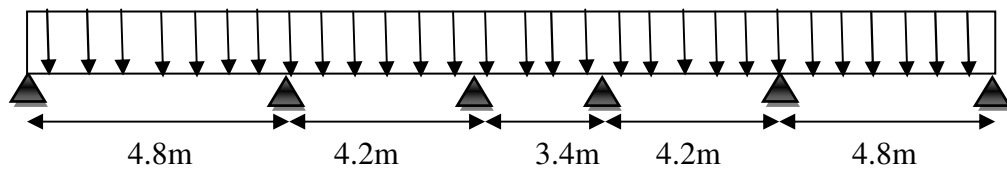


Figure III.46. Schéma statique de la poutrelle à 5 travées

ELU : $q_u = 8.25 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = 5.86 \text{ KN/m}^2$

- **A ELU :**

Tableau III.39. Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELU)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u \text{ (KN/m)}$	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	
$L \text{ (m)}$	4.8	4.2	3.4	4.2	4.8	
$L' \text{ (m)}$	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8	
Appui	1	2	3	4	5	6
$L'_w \text{ (m)}$	0	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8
$L'_e \text{ (m)}$	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8	0
$M_a \text{ (KN.m)}$	0	-17.67	-9.26	-9.26	-17.67	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$M_w \text{ (KN.m)}$	0	-17.67	-9.26	-9.26	-17.67	
$M_e \text{ (KN.m)}$	-17.67	-9.26	-9.26	-17.67	0	
$V_w \text{ (m)}$	-16.12	-19.33	-14.03	-15.32	-23.48	
$V_e \text{ (m)}$	23.48	15.32	14.02	19.33	16.12	
$X_0 \text{ (m)}$	1.95	2.34	1.7	1.86	2.85	
$M_t \text{ (KN.m)}$	15.75	4.98	2.67	4.96	15.74	

- Diagramme des efforts tranchants et de moments fléchissant

Moment fléchissant [KN.m]

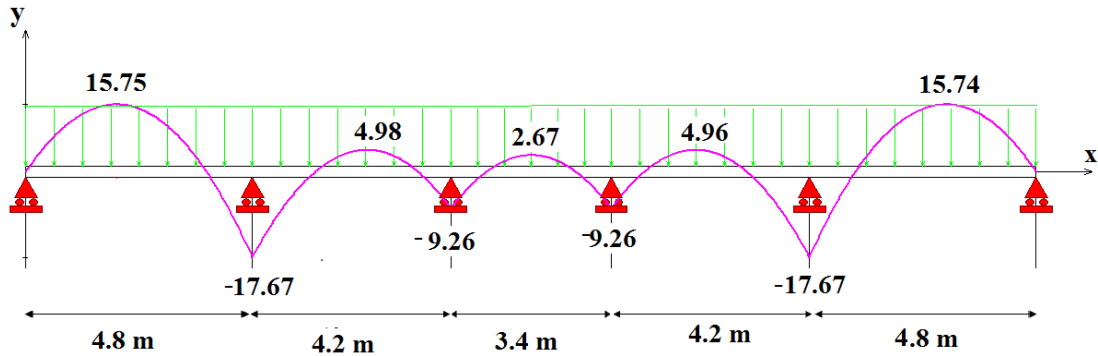


Figure III.47. Diagramme des moments à ELU (poutrelle type 01)

Effort tranchant [KN]

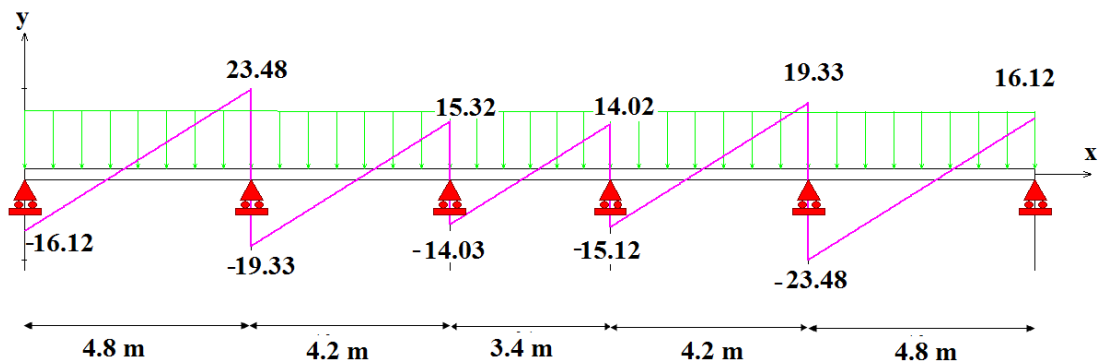


Figure III.48. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 01)

- A ELS

Tableau III.40. Tableau récapitulatif des résultats trouvés à l'ELS d'après la méthode De Caquot

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u (KN/m)	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	
L (m)	4.8	4.2	3.4	4.2	4.8	
L' (m)	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8	
Appui	1	2	3	4	5	6
L'_w (m)	0	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8
L'_e (m)	4.8	3.36	2.72	3.36	4.8	0
M_a (KN.m)	0	-12.54	-6.58	-6.58	-12.54	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w (KN.m)	0	-12.54	-6.58	-6.58	-12.54	
M_e (KN.m)	-12.54	-6.58	-6.58	-12.54	0	
V_w (m)	-11.45	-13.73	-9.96	-10.88	-16.68	
V_e (m)	16.68	10.88	9.96	13.73	11.45	
X_0 (m)	1.95	2.34	1.7	1.86	2.85	
M_t (KN.m)	11.19	3.54	1.88	3.52	11.19	

- Diagramme des efforts tranchants et de moments fléchissant

Moment fléchissant [KN.m]

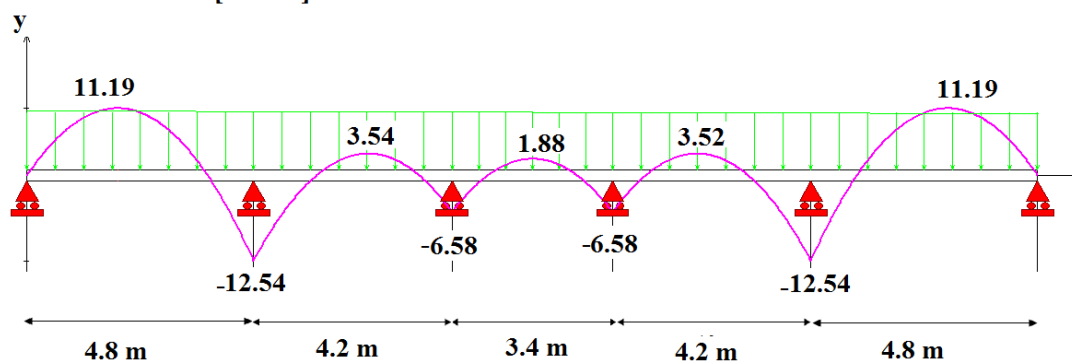


Figure III.49. Diagramme des moments à ELS (poutrelle type 01)

Effort tranchant [KN]

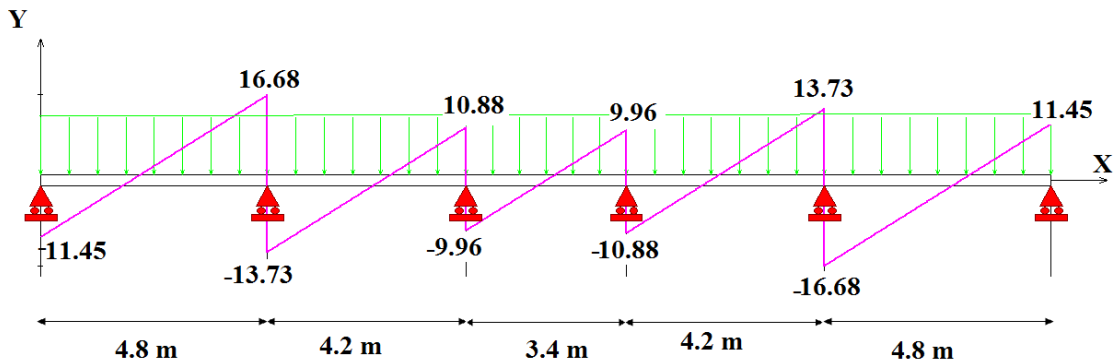


Figure III.50. Diagramme de l'effort tranchant à ELS (poutrelle type 01)

✓ 2^{ème} type : poutrelle à sept (07) travées : nous trouvons ce type de

Poutrelle dans le plancher entre sol. (Commerce)

A ELU

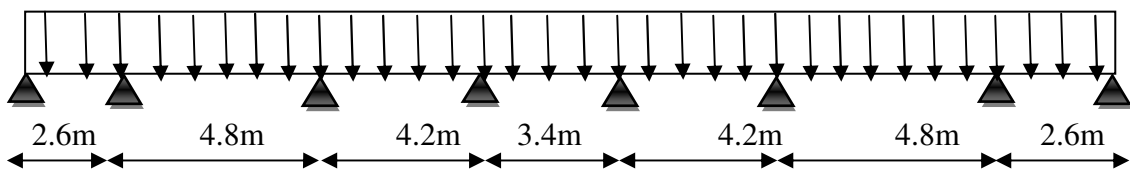


Figure III.51. Schéma statique de la poutrelle type (02) à sept travées

- A ELU

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

Tableau III.41. Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de Caquot

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
q_u (KN/m)	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	8.25	
L(m)	2.6	4.8	4.2	3.4	4.2	4.8	2.6	
L'(m)	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
L' _w (m)	0	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6
L' _e (m)	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6	0
M _a (KN.m)	0	-11.18	-12.75	-9.27	-9.27	-	-11.18	0
						12.75		
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
M _w (KN.m)	0	-11.18	-12.75	-9.27	-9.27	-12.75	-11.18	
M _e (KN.m)	-11.18	-12.75	-9.27	-9.27	-12.75	-11.18	0	
V _w (m)	-6.43	-19.47	-18.15	-14.03	-16.5	-20.13	-15.03	
V _e (m)	15.02	20.13	16.5	14.02	18.15	19.47	6.42	
X ₀ (m)	0.78	2.36	2.2	1.7	2	2.44	1.82	
M _i (KN.m)	2.51	11.79	7.22	2.66	6.23	11.81	2.51	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

Moment fléchissant [KN.m]

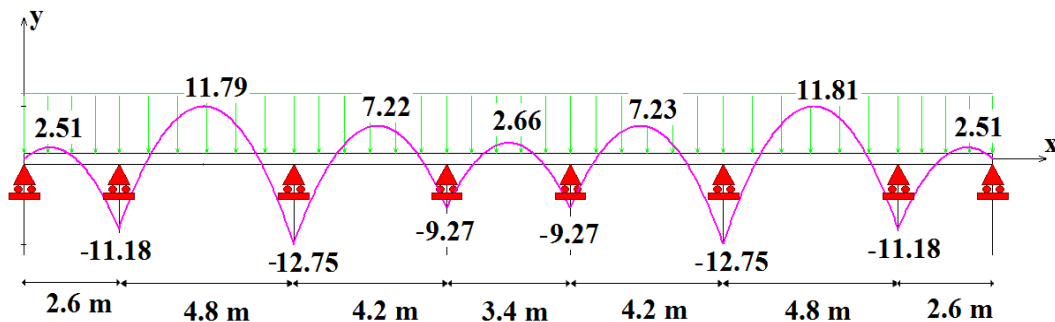


Figure III.52. Diagramme de moment fléchissant à ELU (poutrelle type 2)

Effort tranchant [KN]

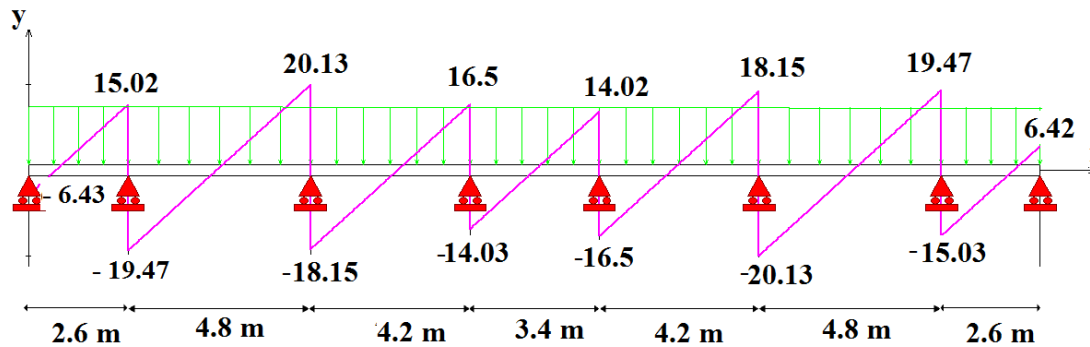


Figure III.53. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 2)

- A ELS

Tableau III.42. Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de Caquot

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
q_u (KN/m)	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	5.86	
L(m)	2.6	4.8	4.2	3.4	4.2	4.8	2.6	
L'(m)	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
L'_w (m)	0	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6
L'_e (m)	2.6	3.84	3.36	2.72	3.36	3.84	2.6	0
M_a (KN.m)	0	-7.94	-9.05	-6.58	-6.58	-9.05	-7.94	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
M_w (KN.m)	0	-7.94	-9.05	-6.58	-6.58	-9.05	-7.94	
M_e (KN.m)	-7.94	-9.05	-6.58	-6.58	-9.05	-7.94	0	
V_w (m)	-4.56	-13.83	-12.89	-9.96	-11.72	-14.3	-10.67	
V_e (m)	10.68	14.31	11.72	9.96	12.89	13.83	4.57	
X_0 (m)	0.78	2.36	2.2	1.7	2	2.44	1.82	
M_t (KN.m)	1.77	8.38	5.13	1.88	5.14	8.4	1.77	

Moment fléchissant [KN.m]

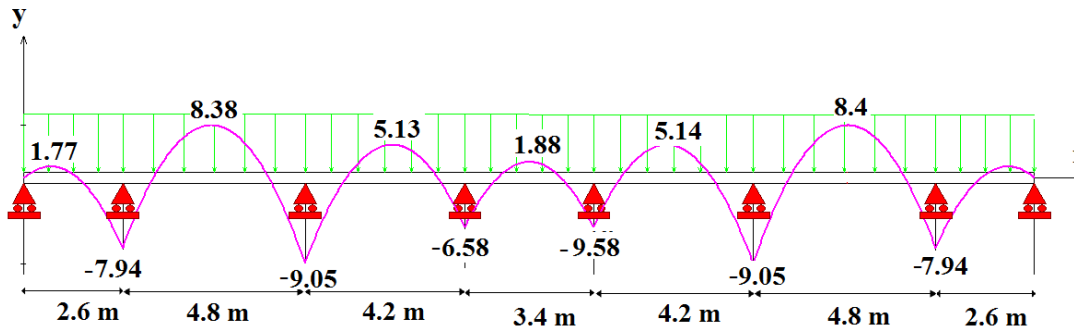


Figure III.54. Diagramme moment fléchissant a ELS (poutrelle type 02)

Effort tranchant [KN]

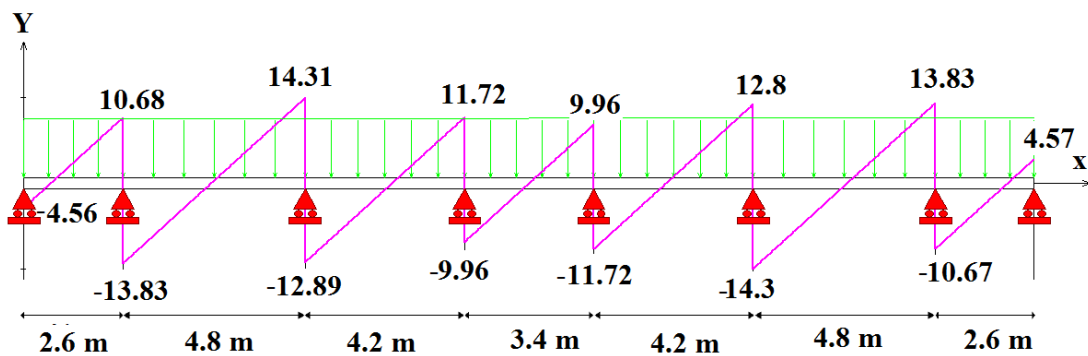


Figure III.55. Diagramme de l'effort tranchant a ELS (poutrelle type 02)

✓ 3^{ème} type : poutrelle à trois (3) travées

Ce type de poutrelle sera trouvé dans le plancher RDC et étage courant. Et comme la charge d'exploitation de plancher RDC supérieure a celle de l'étage courant on le calcul sous la charge du RDC.

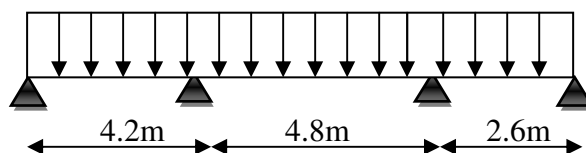


Figure III.56. Schéma statique de la poutrelle (type 03)

ELU : $q_u = 7.28 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = 5.21 \text{ KN/m}^2$

- ELU

Tableau III.43. Les résultats trouvés par la méthode de Caquot de la poutrelle type (03) à ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	
$q_u(\text{KN/m})$	7.28	7.28	7.28	
$L(\text{m})$	4.2	4.8	2.6	
$L'(\text{m})$	4.2	3.84	2.6	
Appui	1	2	3	4
$L'_w(\text{m})$	0	4.2	4.8	2.6
$L'_e(\text{m})$	4.2	4.8	2.6	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-13.92	-9.87	0
Travée	1-2	2-3	3-4	
$M_w(\text{KN.m})$	0	-13.92	-9.87	
$M_e(\text{KN.m})$	-13.92	-9.87	0	
$V_w(\text{m})$	-11.97	-18.32	-13.26	
$V_e(\text{m})$	18.61	16.62	5.67	
$X_0(\text{m})$	1.64	2.52	1.82	
$M_t(\text{KN.m})$	9.84	9.13	2.2	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

Moment fléchissant [KN.m]

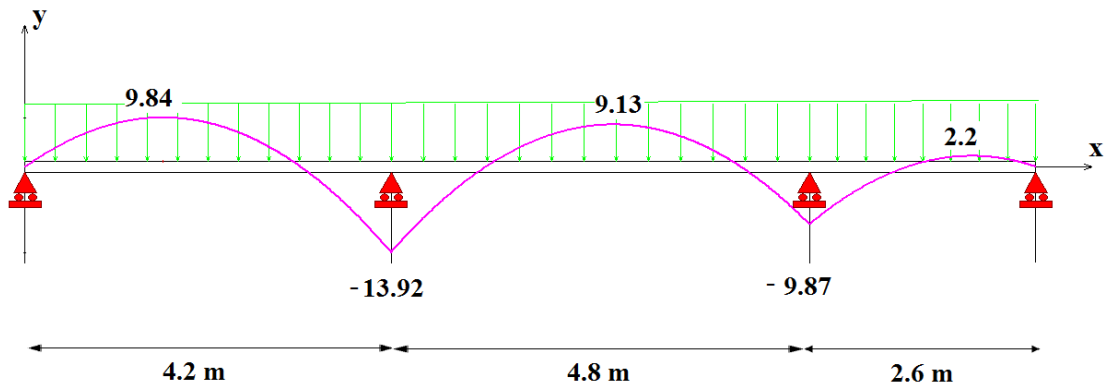


Figure III.57. Diagramme moment fléchissant à ELU (poutrelle type 3)

Effort tranchant [KN]

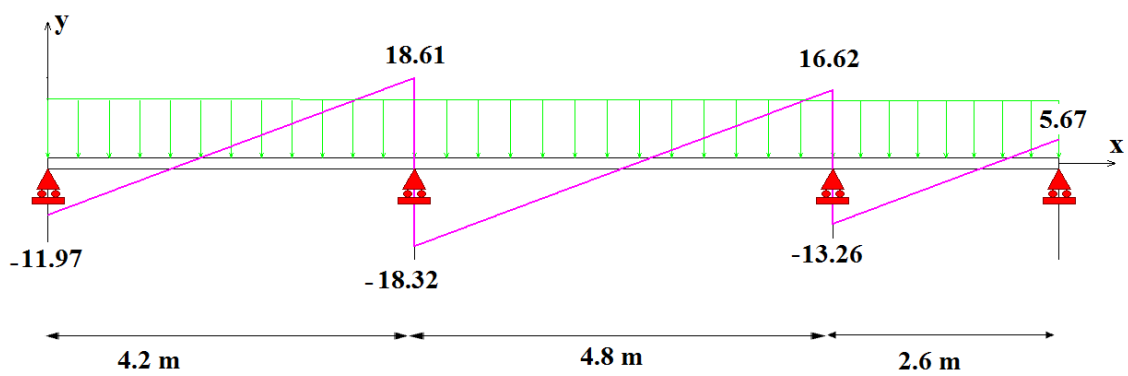


Figure III.58. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 3)

- ELS

Tableau III.44. Les résultats trouvés par la méthode de Caquot de la poutrelle type (03) à ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	
$q_u(\text{KN/m})$	5.21	5.21	5.21	
$L(\text{m})$	4.2	4.8	2.6	
$L'(\text{m})$	4.2	3.84	2.6	
Appui	1	2	3	4
$L'_w(\text{m})$	0	4.2	4.8	2.6
$L'_e(\text{m})$	4.2	4.8	2.6	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-9.96	-7.06	0
Travée	1-2	2-3	3-4	
$M_w(\text{KN.m})$	0	-9.96	-7.06	
$M_e(\text{KN.m})$	-9.96	-7.06	0	
$V_w(\text{m})$	-8.57	-13.11	-9.49	
$V_e(\text{m})$	13.31	11.9	4.05	
$X_0(\text{m})$	1.64	2.52	1.82	
$M_t(\text{KN.m})$	6.95	6.53	1.58	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

Moment fléchissant [KN.m]

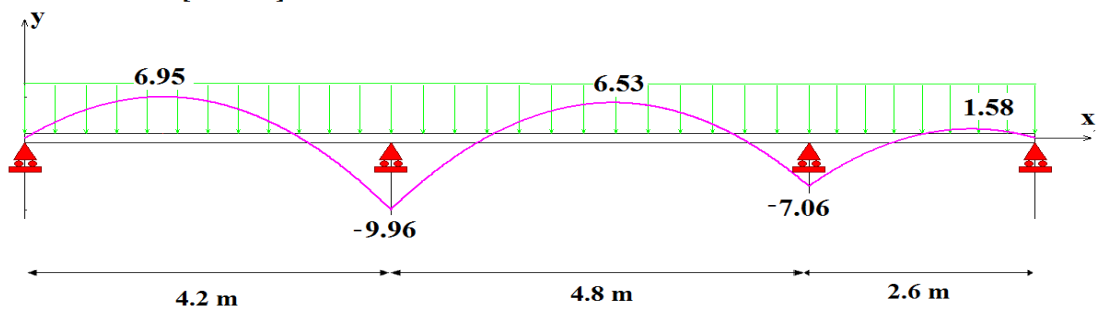


Figure III.59. Diagramme moment fléchissant à ELS (poutrelle type 03)

Effort tranchant [KN]

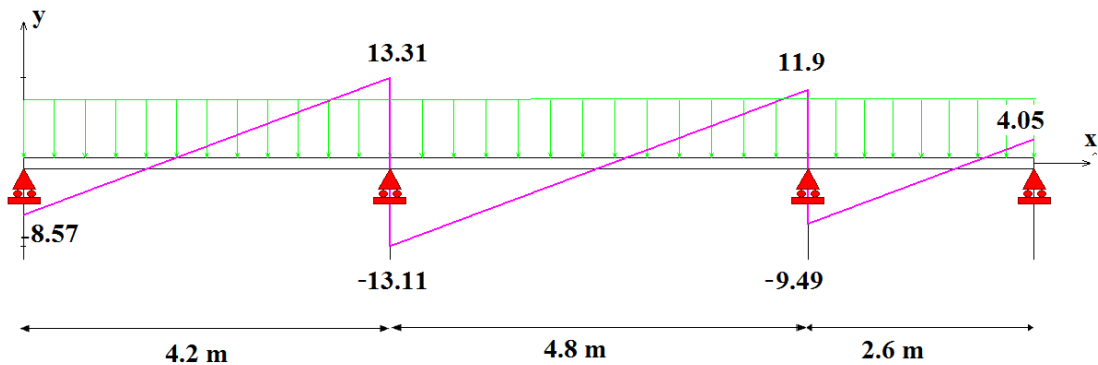


Figure III.60. Diagramme effort tranchant à ELS (poutrelle type03)

✓ 4^{ème} type : poutrelle à deux (02) travées : plancher étage courant.

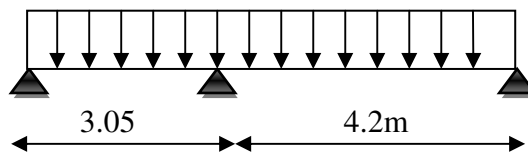


Figure III.61. Schéma statique de la poutrelle type (04)

ELU : $q_u = 6.3 \text{ KN/m}^2$.

ELS : $q_s = 4.56 \text{ KN/m}^2$.

- A ELU

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

Tableau III.45. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de la poutrelle type (04) à ELU

Travée	1-2	2-3	
q_u (KN/m)	6.3	6.3	
L(m)	3.05	4.2	
L'(m)	3.05	4.2	
Appui	1	2	3
L'_w (m)	0	3.05	4.2
L'_e (m)	3.05	4.2	0
M_a (KN.m)	0	-10.47	0
Travée	1-2	2-3	
M_w (KN.m)	0	-10.47	
M_e (KN.m)	-10.47	0	
V_w (m)	-6.17	-15.72	
V_e (m)	13.05	10.74	
X_0 (m)	0.98	2.5	
M_i (KN.m)	3.02	9.14	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

Moment fléchissant [KN.m]

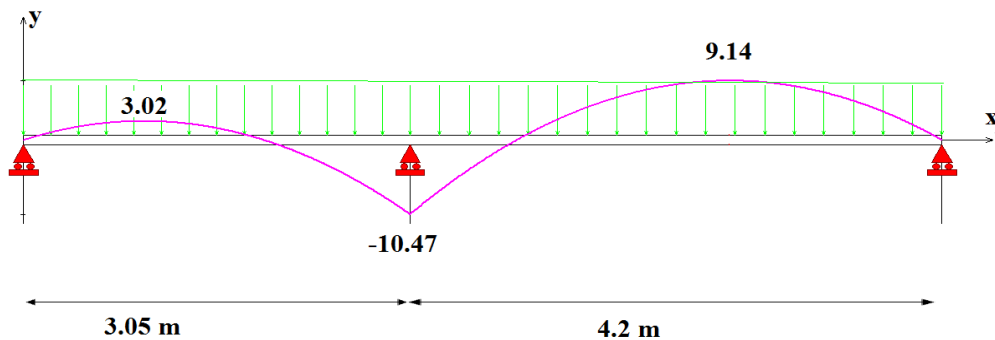


Figure III.62. Diagramme moment fléchissant à ELU (poutrelle 04)

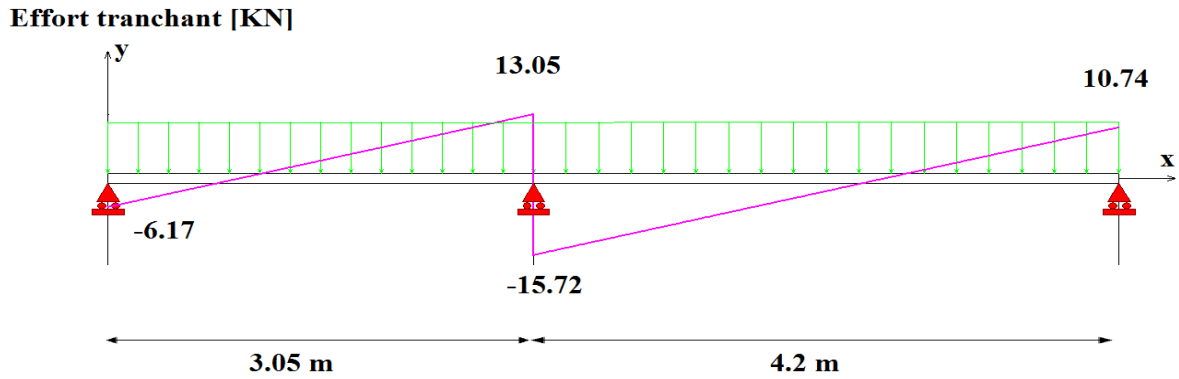


Figure III.63. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle 04)

- A ELS

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

Tableau III.46. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de la poutrelle type (04) à ELS

Travée	1-2	2-3	
q_u (KN/m)	4.56	4.56	
L(m)	3.05	4.2	
L'(m)	3.05	4.2	
Appui	1	2	3
L'_w (m)	0	3.05	4.2
L'_e (m)	3.05	4.2	0
M_a (KN.m)	0	-7.58	0
Travée	1-2	2-3	
M_w (KN.m)	0	-7.58	
M_e (KN.m)	-7.58	0	
V_w (m)	-4.47	-11.38	
V_e (m)	9.43	7.77	
X_0 (m)	0.98	2.5	
M_t (KN.m)	2.19	6.62	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

Moment fléchissant [KN.m]

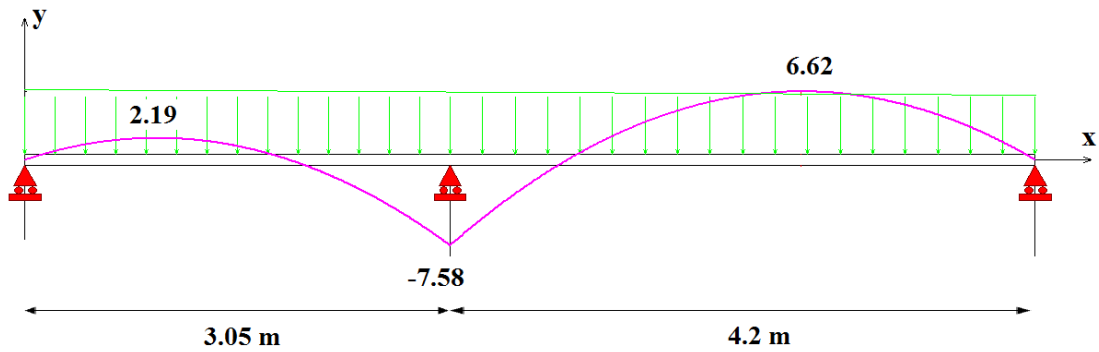


Figure III.64. Diagramme de moment fléchissant à ELS (poutrelle 04)

Effort tranchant [KN]

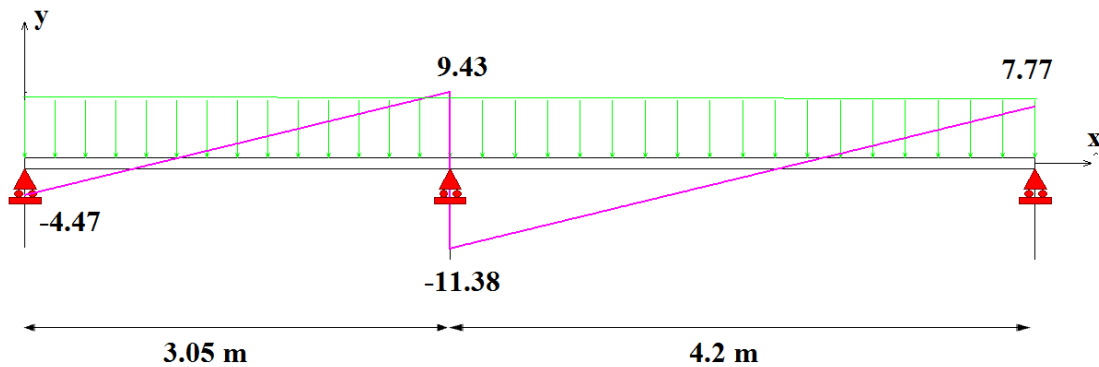


Figure III.65. Diagramme de l'effort tranchant à ELS (poutrelle 04)

III.5.3. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée (Type 01)

Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

- ELU

Tableau III.47. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELU

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
17.67	15.75	23.48	23.48

- ELS

Tableau III.48. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELS

$M_{ser(max)}^a$ (KN.m)	$M_{ser(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
12.54	11.19	16.68	16.68

- **Calcul des armatures longitudinales**

- En travée

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

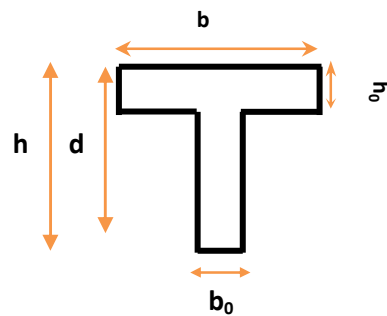
$$b = 65\text{cm} = 650\text{mm}$$

$$b_0 = 12\text{cm} = 120\text{mm}$$

$$h = 24\text{cm} = 240\text{mm}$$

$$h_0 = 4\text{cm} = 40\text{mm}$$

$$d = 0.9h = 21.6\text{cm} = 216\text{mm}$$



- Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_{u\max}^t = 15.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = bh_0f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 650 * 40 * 14.17 \left(216 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 72.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max}^t = 15.75 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.21 \text{ KN.}$$

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*h), b = 65cm et h = 24cm.

$$\mu = \frac{M_{u \max}^t}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{15.75 * 10^6}{14.17 * 650 * 216^2} = 0.037 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.037)}) = 0.047$$

$$Z = 216[1 - 0.4\alpha]$$

$$Z = 216[1 - 0.4(0.047)] = 212 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}^t}{\sigma_s * Z}$$

$$A_s = \frac{15.75 * 10^6}{348 * 212} \quad A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul des sections d'armatures en travée

Tableau III.49. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des armatures en travée

Type	$M_{u \max}^t$ [KN.m]	μ_{bu}	A_s [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	15.75	0.037	0	21.2	2.13	3HA10	2.36

- **En appuis**

$$M_{u\max}^a = 17.67 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **b = 65cm** et **h = 24cm**.

$$\mu = \frac{17.67 * 10^6}{14.17 * 650 * 216^2} = 0.041 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.041)}) = 0.052$$

$$Z = 216[1 - 0.4(0.052)] = 212 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{17.67 * 10^6}{348 * 212} = 239 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 \quad A_s = 2.65 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul des sections d'armatures en appuis

Tableau III.50. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des armatures en appuis

Type	$M_{u\max}^a$ [KN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	17.67	0.041	0	212	2.39	1HA14 1HA12	2.65

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

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

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{24}{35}; \phi_l; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{24}{35}; \phi_l; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min(0.68; 1; 1.2)$$

$$\phi_t \geq 0.68 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 8 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA8 (A = 1.01cm²)**.

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

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(0.9 * 21.6 ; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(19.4cm ; 40cm)$$

$$S_t \leq 19.4cm$$

On prend $S_t = 15cm$

- **Vérifications**

ELU

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 12 * 21.6 * \frac{2.1}{400} = 0.31cm^2$$

$$A_{sa} = 2.39cm^2 > A_{min} = 0.31cm^2 \quad CV$$

$$A_{st} = 2.13cm^2 > A_{min} = 0.31cm^2 \quad CV$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5MPa\right) = \min(3.33 ; 5) MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$V_{u \max} = 23.48KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.48 * 10^3}{120 * 216} = 0.91MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad CV$$

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

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \phi \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = (1 * 3.14 * 14) + (1 * 3.14 * 12) = 81.64mm .$$

$$\tau_{ser} = \frac{23.48 * 10^3}{0.9 * 216 * 81.64} = 1.47MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa \text{ CV}$$

- **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.

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

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 * 2.1 = 2.84MPa$$

$$L_s = \frac{1 * 400}{4 * 2.84} = 35.21cm$$

On prend $L_s = 40cm$

- **Ancrages courbes**

$$L_a = 0.4 * L_s = 0.4 * 40 = 16cm$$

L_a : la longueur d'encombrement

- **Espacement**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b_0}$$

A_t : section des armatures transversales.

$$S_t = 15cm \leq \frac{1.01 * 100 * 400}{0.4 * 120} = 85cm \text{ CV}$$

ELS :

- **Moments maximums**

$$\text{Sur appuis : } M_{ser}^a = 12.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ser}^t = 11.19 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :** $V_s = 16.68 \text{ KN}$

- **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6fc28$

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

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

- **En travée**

$$M_{ser} = 11.19 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 21.6 \text{ cm}; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 0$$

- **En appuis**

$$M_{ser} = 12.54 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 21.6 \text{ cm}; \quad A_s = 2.65 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 0$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés:

Tableau III.51. Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la contrainte dans le béton

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
travée	11.19	2.36	4.34	12317	0.091	3.95	15	CV
Appuis	12.54	2.65	2.57	14762.88	0.085	2.18	15	CV

- Vérification de l'état d'ouverture des fissures

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

- Vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{oser}} \qquad 3) \frac{A}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{480} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{2.36}{21.6 * 65} = 0.002 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

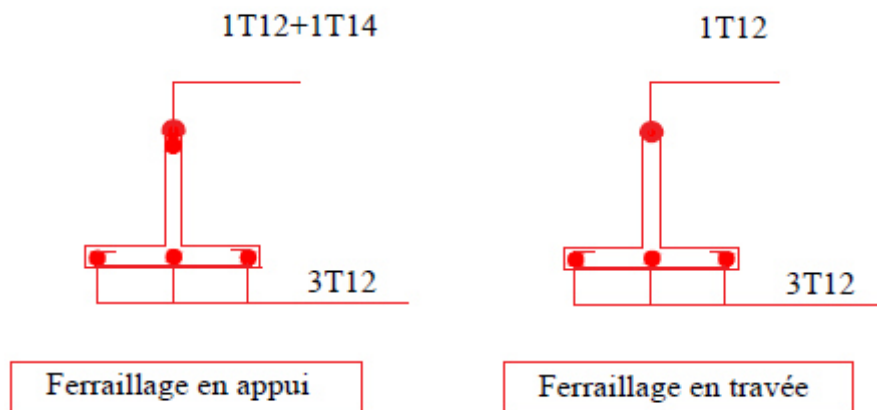
La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche**

$$M_{ser} = 11.19 \text{KN.m} ; b_0 = 12 \text{cm} ; b = 65 \text{cm} ; A_s = 2.36 \text{cm}^2 ; h = 24 \text{cm} ; L = 4.8 \text{m.}$$

Tableau III.52. Tableau récapitulatif les résultats de calcul de la flèche de la poutrelle

I ₀ (cm ⁴)	σ _s (MPa)	ρ	μ	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
78142.46	219.52	0.0017	0	85956.71	85956.71
f _i (cm)	f _v (cm)	Δf(cm)	f̄(cm)	OBS	
0.09	0.26	0.17	0.96	CV	

III.5.4. Schéma de ferrailage**Figure II.66. Schéma de ferrailage de poutrelle**

IV.1 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

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 est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'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.3 Les méthode de calcul selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) Méthode statique équivalente

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.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul

L'ouvrage est implanté à Boumèdes classée en zone de forte sismicité (III) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/VERSION 2003) et notre ouvrage est classé en (**Groupe 2 : bâtiment à usage multiple dont la hauteur = 26.74 m ne dépasse pas 48 m**).

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car le bâtiment ou le bloc étudié présente configuration irrégulière, et une hauteur totale : **$h=26.74\text{ m} > 17\text{ m}$** (Art 4.1.2 RPA 2003).

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.2.1 Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.4 Modélisation

IV.4.1 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.

IV.4.2. 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 :

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

Avec

\ddot{X} : représente le vecteur d'accélération.

X : représente le vecteur de déplacement.

$[M]$: 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 :

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

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.4.3 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**.

IV.4.3.1 : Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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.1** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.4.3.2 : Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation (G+ β Q) imposée par le **RPA99 modifié en 2003[2]** avec ($\beta = 0,2$).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir 2,5 t/m³
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.5 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 part 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.

IV.6 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2- Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- 3- Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- 4- Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- 5- Définition et attribution des combinaisons de charges.
- 6- Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.
- 7- Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

✓ **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 :

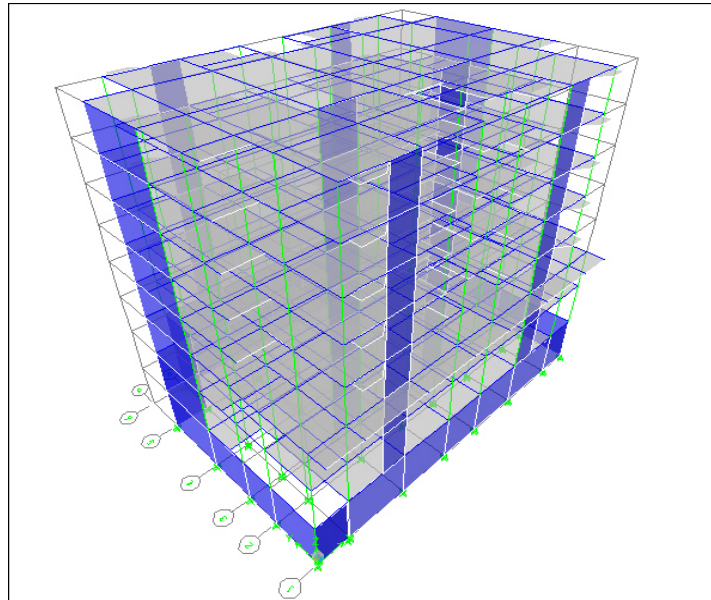


Figure IV.1 : Présentation de la vue en 3D

✓ **Présentation de la vue en plan**

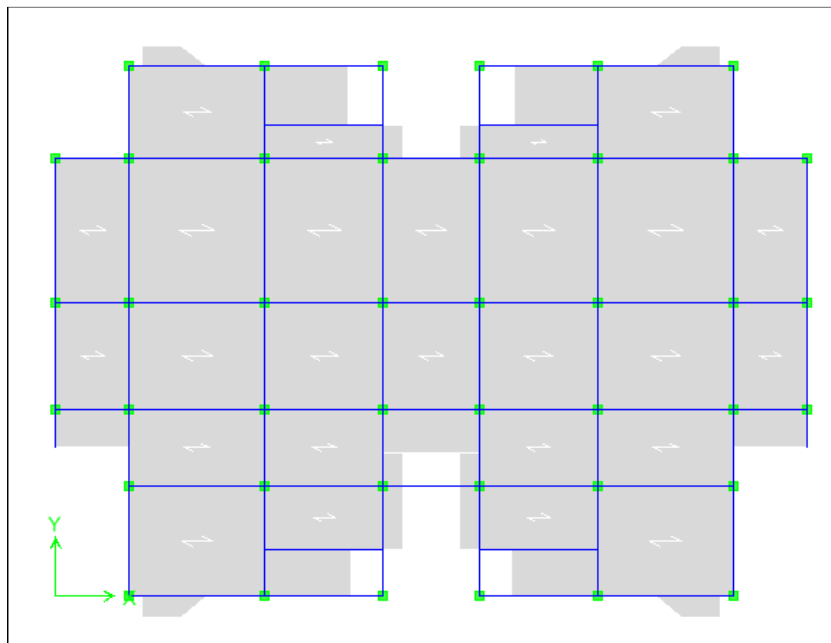


Figure IV.2 : Présentation de la vue en plan

IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse (Art 4.3.3 PRA 99/V2003)

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.

Selon le **RPA99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

a) Le coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) **RPA99/2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas :

- Zone sismique : III. Donc : **A= 0.25**
- Groupe d'usage : 2

b) Le coefficient de comportement global de la structure

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est Portiques contreventés par des voiles et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles. On prend en premier lieu $R = 3.5$

c) Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.1. Valeur de pénalités P_q

Critère « q »	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
Redondance en plan.	0.05	0.05
Régularité en plan.	0.05	0.05
Régularité en élévation.	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1	0.1
Facteur de qualité (Q)	1.3	1.3

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas on à **site ferme (S_2)** :

$$T_1 = 0.15 \text{ et } T_2 = 0.4$$

e) l'amortissement critique ξ

Dons notre cas : portique + voile donc : $\xi = (7+10)/2$

$$\xi = 8.5$$

IV.8 Calcul de la période fondamentale de la structure d'origine

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

- ✓ contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_T = 0.05$

Tableau IV.2. La période fondamentale de la structure

$h_N(\text{m})$	22.66
$T(\text{Seconde})$	0.5193

- ✓ Spectre de réponse de calcul

S_a/g

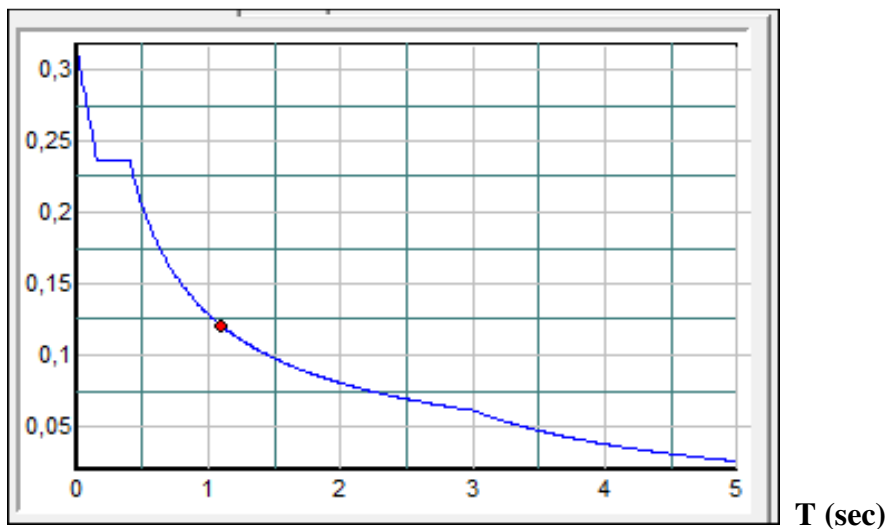


Figure IV.3. Spectre de réponse de calcul

IV.9 Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que :

- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

On tire les charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles à partir de l'ETABS : **Display ⇒ Show tables ⇒ Section Cut Forces ⇒ F1 et F2 (pour les charges horizontales avec les combinaisons EX et EY et F3 pour les charges verticales (à ELS).**

Donc :

Le pourcentage des charges verticales et charges horizontales est illustré dans les tableaux ci-dessous Avec :

- F_1 : La charge horizontale suivant X.
- F_2 : La charge horizontale suivant Y.
- F_3 : La charge verticale reprise par l'élément.
- ✓ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.3. Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F_3 (KN)	F_3 (KN)	F_3	F_3
Niveau 1	10216.46	28480.31	26.4	73.59

✓ **Sous charges horizontales****Tableau IV.4. Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques**

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niveau 1	2908.97	3270.42	397.2	372.51	87.98	89.77	12.01	10.22

✓ **Conclusion**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement **est justifié** donc **R = 3.5**

IV.10 La disposition des voiles

- 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.

Nos critères de choix ont été basés sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal.

Dans ce cadre nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique en tenant compte des plans d'architectures.

- La disposition des voiles adoptée est indiquée dans les figures suivantes

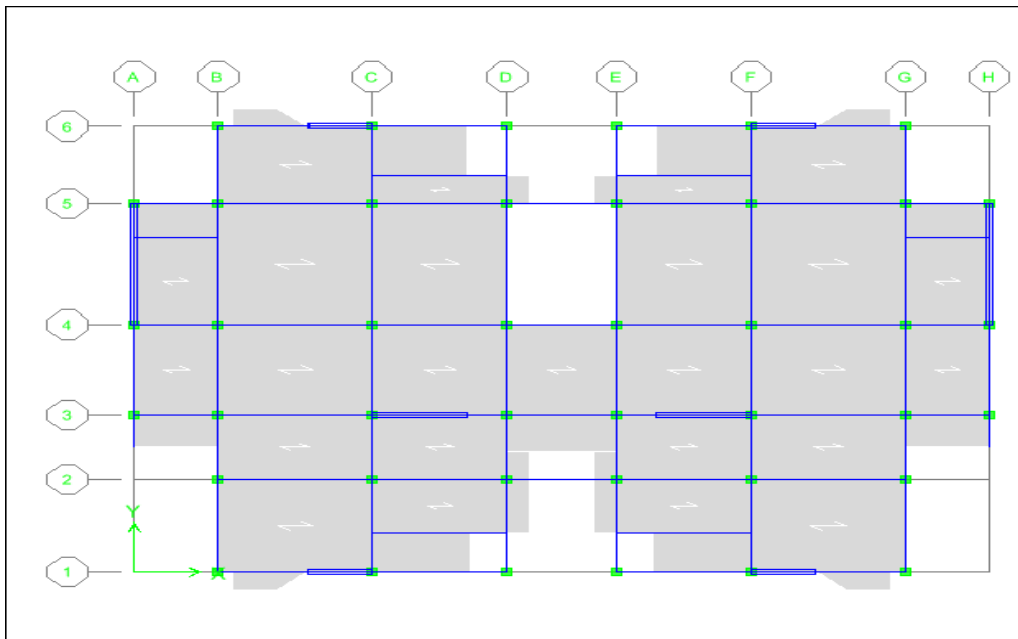


Figure IV.4 : La disposition des voiles adoptées

IV.11 Vérification de la participation des masses modales

Les résultats obtenus par le logiciel « ETABS » : **Display** ⇒ **Show tables** ⇒ **Modal Participating Mass Ratios** : sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Les valeurs de Mode, Période, Facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,6139	55,3020	0,0089	55,302	0,0089	0,5896	0,5896	Translation x-x
2	0,5346	0,0043	55,3020	55,3063	57,1908	0,0569	0,6465	Translation y-y
3	0,3941	0,0457	0,0375	55,352	57,2282	54,0081	54,6546	Rotation z-z
4	0,1585	15,9960	0,0126	71,348	57,2408	0,0044	54,659	/
5	0,1310	0,0074	20,8903	71,3554	78,1311	0,0008	54,6599	/
6	0,0946	0,3345	0,0023	71,6899	78,1334	17,5672	72,2271	/
7	0,0690	8,7266	0,0107	80,4164	78,1441	1,9559	74,183	/
8	0,0615	0,0196	9,4128	80,436	87,5569	0,0062	74,1892	/
9	0,044662	2,9192	0	83,3552	87,5569	2,3759	76,5652	/
10	0,040111	6,0918	0,0514	89,447	87,6083	7,6301	84,1953	/
11	0,039299	0,1154	5,2374	89,5625	92,8456	0,1238	84,3191	//
12	0,030708	4,9897	0,0001	94,5521	92,8457	0,1231	84,4422	//

✓ Analyse des résultats

D'après les résultats du **Tableau IV.8**, on constate que :

- T_{dyn} la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.6139$ sec).
- T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{emp} = 0.5193$ sec)

D'après le **RPA 99/2003** la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par **30 %**.

$$T_{dyn} = 0.6139 \text{ sec} < T_{emp} = 1.3 (0.5193) = 0.6751 \text{ sec} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon(x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **55,3020 %**.

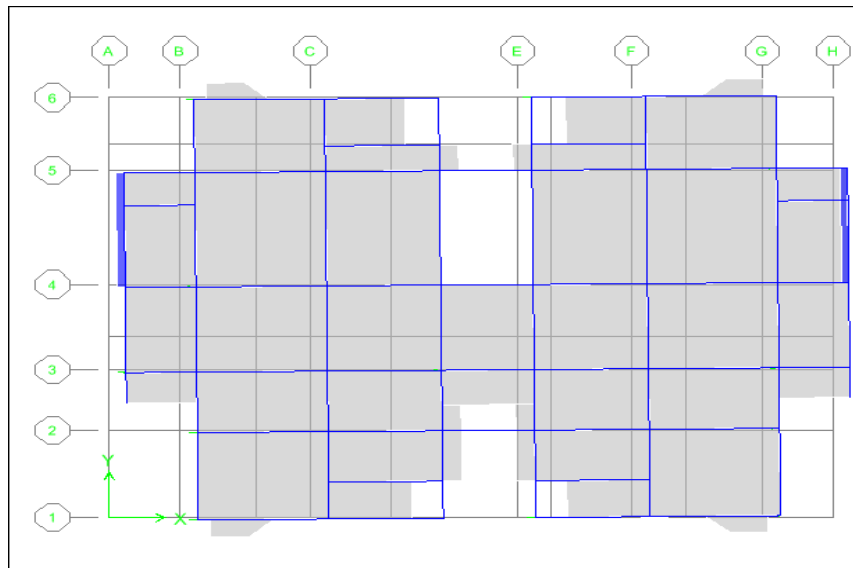


Figure IV.5. Premier mode (translation pure XX)

- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **55,3020 %**.

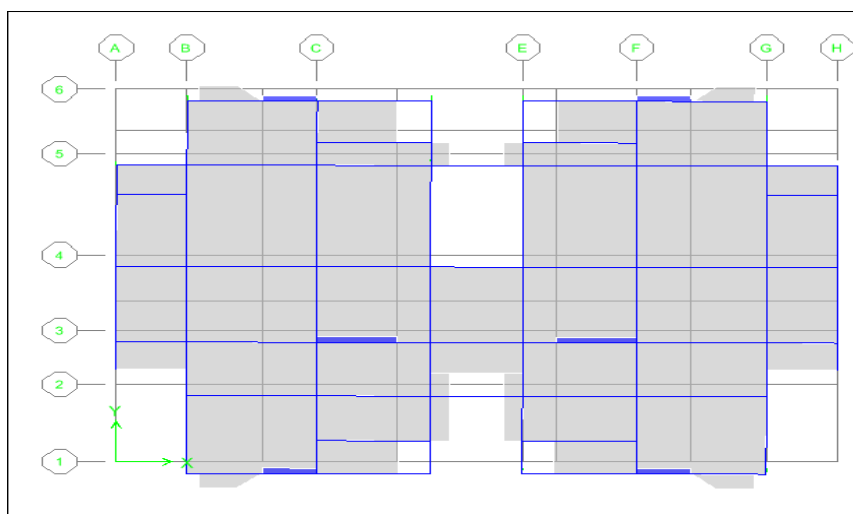


Figure IV.6. Deuxième mode (translation pure YY)

- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion avec un coefficient de participation modale égale à **54,0081 %**.

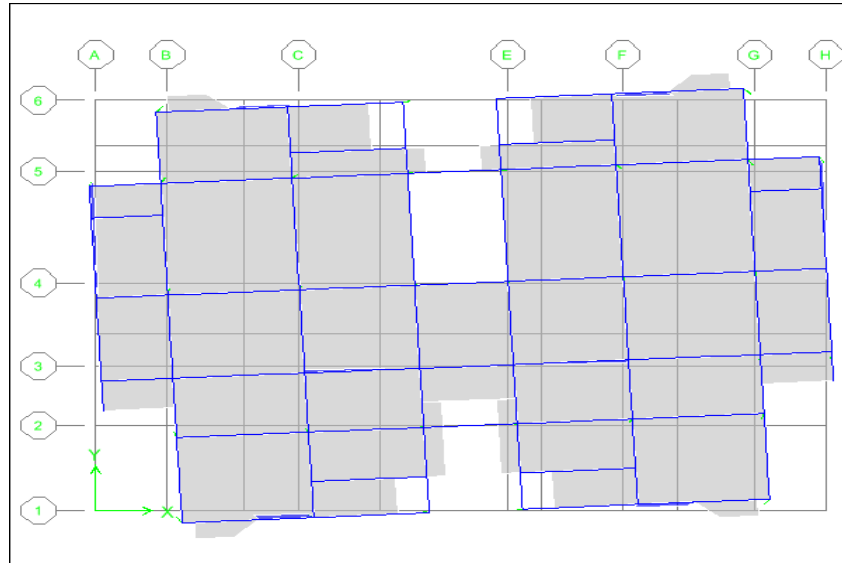


Figure IV.7. Troisième mode (torsion ZZ)

✓ Conclusion

On a atteint une participation modale importante, sachant qu'on a obtenu des translations indépendantes dans les deux sens transversal et longitudinal pour le premier et le deuxième mode, et une torsion avec un coefficient de participation modale plus ou moins nul pour le troisième mode. Toute en respectant la période fondamentale obtenue par les formules empiriques du **RPA99/V2003**.

IV.12 Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau (4.5) RPA99/V2003. Dans notre cas : $\beta = 0.2$

On tire les masses de chaque étage à partir de l'Etabs : **Display** ⇒ **Show tables** ⇒ **Building Data** ⇒ **Mass Data** ⇒ **diaphragm Mass Data**

- l'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

Le poids = la masse * l'accélération de la pesanteur

D'où : $W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9.81$

Les résultats des masses et des poids de chaque est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6. Poids totale de la structure

Story	W (Ton)	w(KN)	W cumulée
1	347,1302	3405,34726	3405,34726
2	354,4848	3477,49589	6882,84315
3	354,4848	3477,49589	10360,339
4	358,9274	3521,07779	13881,4168
5	375,6007	3684,64287	17566,0597
6	462,3936	4536,08122	22102,1409
7	481,236	4720,92516	26823,0661
8	561,1964	5505,33668	32328,4028

IV.13 Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse (CG).
- Le centre de Torsion (CR).

✓ Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante:

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

- **W_i** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- **X_i** et **Y_i** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- **X_G** et **Y_G** : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant ; à partir de logiciel « l'ETABS » : **Display ⇒ Show tables ⇒ Building Out Put ⇒ Center Mass Rigidity.**

Tableau IV.7.Coordonnée du centre de masse		
Story	XG	YG
1	13,352	9,657
2	13,358	9,739
3	13,3	8,571
4	13,3	9,311
5	13,3	9,358
6	13,3	9,357
7	13,3	9,357
8	13,307	9,363

✓ Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
- X_i et Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R et Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant ;

À partir de logiciel « l'ETABS »: **Display** ⇒ **Show tables** ⇒ **Building Out Put** ⇒ **Center Mass Rigidity**.

Tableau IV.8. Coordonnées du centre de torsion

Story	XCR	YCR
1	13,488	8,374
2	13,092	15,641
3	12,879	14,732
4	12,926	12,905
5	12,988	11,716
6	13,042	10,937
7	13,085	10,414
8	13,12	10,041

NB : le centre de masse le centre de torsion globale de la structure est la moyenne des centres de masse et des centres de torsion des différents niveaux.

Tableau IV.9. Coordonnée du centre de masse et du centre de torsion

Coordonnée du centre de masse	(13.315 ; 9.339) m
Coordonnée du centre de torsion	(13.078 ; 11.845) m

✓ **Excentricité**

- **Excentricité théorique (statique)**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est

calculée comme suit :

$$\begin{cases} E_X = |X_G - X_R| \\ E_Y = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

Tableau IV.10. Excentricité théorique dans les deux sens

Story	ex	ey
1	-0,136	1,283
2	0,266	-5,902
3	0,421	-6,161
4	0,374	-3,594
5	0,312	-2,358
6	0,258	-1,58
7	0,215	-1,057
8	0,187	-0,678

- **Excentricité accidentelle : (Art.4.2.7: RPA 99/ V2003)**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- **5%** de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans. $\begin{cases} E_x = 0,05.L_x \\ E_y = 0,05.L_y \end{cases}$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.V.11. Excentricité accidentelle

L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
26.6	18.75	1.33	0.9375

IV.14 Evaluation de la force sismique totale de la structure

- **Par la méthode statique équivalente (MSE)**

D'après (Art.4.2.3: RPA 99/ V2003), la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

- ⇒ **Le facteur d'amplification dynamique moyenne**

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 \leq T = 0.5193 < 3 \text{ S} :$$

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.8165$$

$$D = 2.5 * 0.8165 * \left(\frac{0.4}{0.5193}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.72$$

Donc :

$$V = \frac{0.25 * 1.72 * 1.3}{4} * 32328.4028 = 4517.894$$

$$V = 4517.894 \text{ KN}$$

- Par la méthode d'analyse modale spectrale

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

• Sens longitudinal et transversal

Tableau IV.12. L'effort tranchant modal à la base sens longitudinal et transversal

Mode	T (sec)	Sa/g	α_{ix} (%)	α_{iy} (%)	w (KN)	V_{xi} (KN)	V_{yi} (KN)
1	0,6139	0,1780	55,302	0,008	32328,4028	318355,64	51,23
2	0,5346	0,1952	0,004	57,181	32328,4028	27,14	360965,38
3	0,3941	0,2369	0,045	0,037	32328,4028	350,04	287,23
4	0,1585	0,2369	15,996	0,012	32328,4028	122522,87	96,51
5	0,1310	0,2464	0,007	20,890	32328,4028	58,96	166465,19
6	0,0946	0,2648	0,334	0,002	32328,4028	2863,65	19,69
7	0,0690	0,2776	8,726	0,010	32328,4028	78342,58	96,06
8	0,0615	0,2815	0,019	9,412	32328,4028	178,37	85663,58
9	0,0446	0,2899	2,919	0	32328,4028	27368,14	0
10	0,0401	0,2922	6,091	0,051	32328,4028	57563,50	485,69
11	0,0392	0,2927	0,115	5,237	32328,4028	1091,98	49559,25
12	0,0307	0,2970	4,989	0,0001	32328,4028	47913,53	0,96

IV.15 : Combinaisons des réponses modales: (Art.4.3.5: RPA 99/ V2003)

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j \quad r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 8.5 \%$$

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 : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « i ».

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Combinaisons des réponses modales

Mode	T	r	$10/(10 + \sqrt{\xi_i * \xi_j})$	vérification
1	0,613	0,870	0,991	CV
2	0,534	0,737	0,991	CV
3	0,394	0,402	0,991	CV
4	0,158	0,826	0,991	CV
5	0,131	0,722	0,991	CV
6	0,094	0,729	0,991	CV
7	0,069	0,890	0,991	CV
8	0,061	0,726	0,991	CV
9	0,044	0,898	0,991	CV
10	0,040	0,979	0,991	CV
11	0,039	0,781	0,991	CV
12	0,030	-	-	-

Les réponses modales retenues sont tous indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E^2_i}$$

Résultats données par l'ETABS :

Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow Modal Information \Rightarrow Building Modal information \Rightarrow Response Spectrum Base Reaction \Rightarrow EX c'est F1 et EY c'est F2.

$$E_{x,dyn} = \pm 3502,73KN$$

$$E_{y,dyn} = \pm 3911.2KN$$

IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art.4.3.5: RPA 99/ V2003)

La résultante des forces sismique à la base 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 pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si la condition n'est pas vérifié, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse {forces, déplacements, moments,...} par un coefficient de majoration qui égale à :

$$\frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens X-X	3502.73	4517.894	3614.31	C.N.V
Sens Y-Y	3911.2	4517.894	3614.31	C.V

NB :

- **Sens XX :** La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente. donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à

$$\frac{0.8V_{X,\text{statique}}}{V_{X,\text{dynamique}}} = \frac{3614.31}{3502.73} = 1.03$$

- **Sens YY :** La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

IV.17 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

(Art.4.2.5: RPA 99/ V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

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 partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i et W_j : Poids revenant aux planchers i et j .

Dans notre cas $T = 0.5193 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$ donc : $F_t = 0$

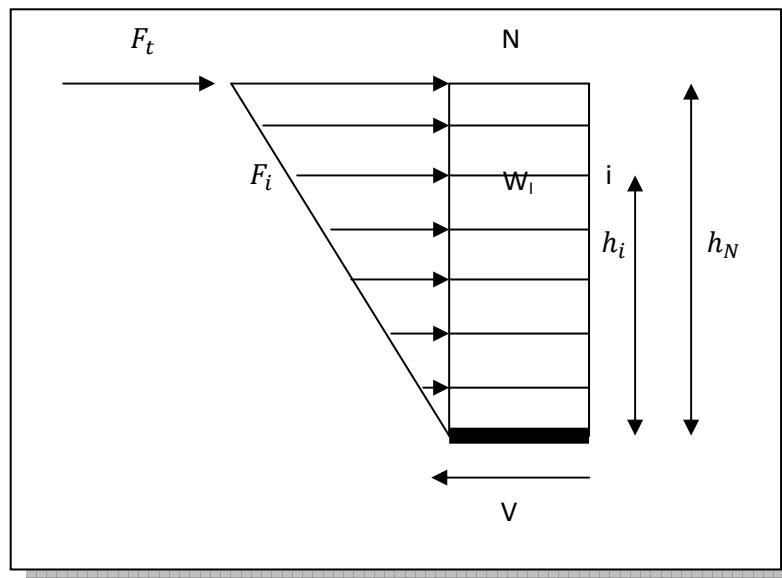


Figure IV.8. Distribution des forces sismiques.

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi	Sens X-X		Sens Y-Y	
				$V_{x\ dyn} - F_t$	F_{ix}	$V_{y\ dyn} - F_t$	F_{iy}
8	3405,34	26,74	91058,98	3502.73	672,36	3911.2	750,76
7	3477,49	23,68	82347,10	3502.73	608,03	3911.2	678,94
6	3477,49	20,62	71705,96	3502.73	529,46	3911.2	591,20
5	3521,07	17,56	61830,12	3502.73	456,54	3911.2	509,78
4	3684,64	14,5	53427,32	3502.73	394,49	3911.2	440,50
3	4536,08	11,44	51892,76	3502.73	383,16	3911.2	427,84
2	4720,92	8,4	39655,77	3502.73	292,81	3911.2	326,95
1	5505,33	4,08	22461,77	3502.73	165,85	3911.2	185,19
	32328,40	-	474379,81	-	3502,73	-	3911,2

$$V_x = F_t + \sum F_{ix} = 3502.73 \text{ KN}$$

$$V_y = F_t + \sum F_{iy} = 3911.2 \text{ KN}$$

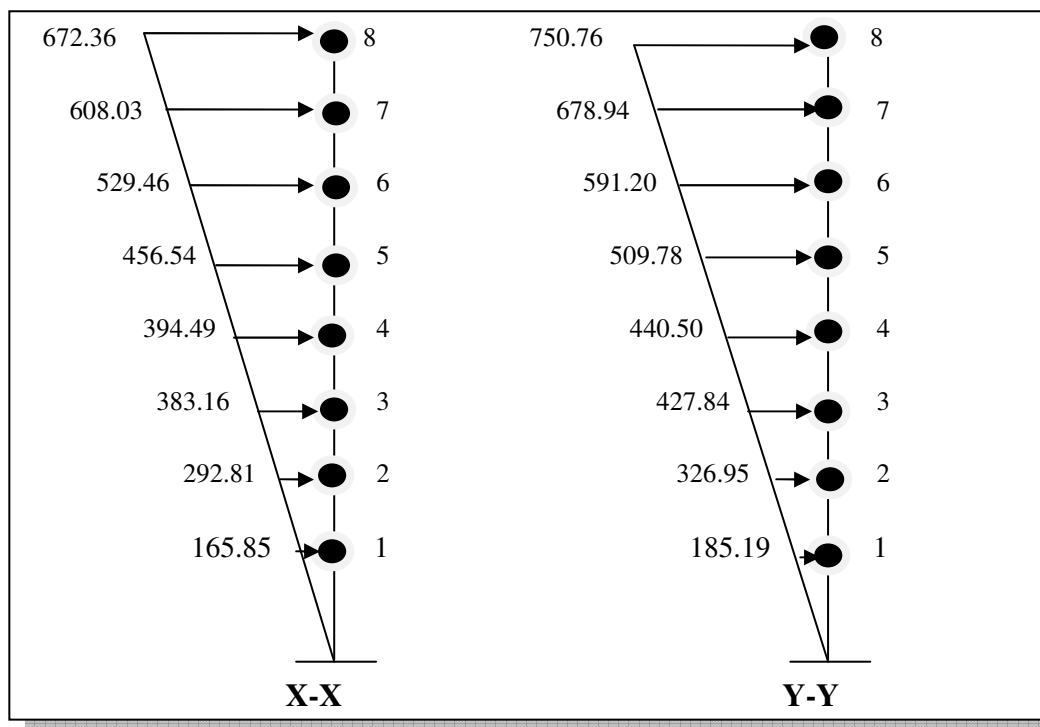


Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY

IV.18. Vérification des déplacements inter étage

Le **RPA99/V2003** exige la vérification des déplacements latéraux inter-étages entres niveaux,

Selon (**Art.5.10: RPA 99/ V2003**), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \overline{\Delta_k} = 1\% h_k$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Art.4.-19: RPA 99/ V2003})$$

δ_k : Déplacement due aux forces sismiques.

Résultats données pas l'ETABS

Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow Déplacements \Rightarrow Diaphragme CM Displacements \Rightarrow EX pour sens XX et EY pour sens YY.

- Sens longitudinale

Tableau 16. Déplacement inter-étage dans le sens XX

Story	Sens XX						
	δ_e^k (cm)	R	δ^k (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta_k}(\text{cm}) =$ $1\% h_k$	Observation
8	2,0765	4	8,306	6.9612	1,3448	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
7	1,7403	4	6,9612	5.524	1,4372	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
6	1,381	4	5,524	4.0336	1,4904	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
5	1,0084	4	4,0336	2.5996	1,434	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
4	0,6499	4	2,5996	1.3656	1,234	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
3	0,3414	4	1,3656	0.376	0,9896	3.4	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
2	0,094	4	0,376	0.0532	0,3228	3.96	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$
1	0,0133	4	0,0532	0	0,0532	4.08	$\Delta_k < \overline{\Delta_k} \rightarrow \text{CV}$

- Sens transversale

Tableau 17. Déplacement inter-étage dans le sens YY

Story	Sens y-y						
	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta}_k(\text{cm}) =$ $1\% h_k$	Observation
8	1,7682	4	7,0728	5,8464	1,2264	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
7	1,4616	4	5,8464	4,5924	1,254	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
6	1,1481	4	4,5924	3,3584	1,234	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
5	0,8396	4	3,3584	2,2208	1,1376	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
4	0,5552	4	2,2208	1,2384	0,9824	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
3	0,3096	4	1,2384	0,4436	0,7948	3.4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
2	0,1109	4	0,4436	0,0832	0,3604	3.96	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$
1	0,0208	4	0,0832	0	0,0832	4.08	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k \rightarrow \text{CV}$

✓ Commentant les résultats

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA99/V2003**) est vérifiée.

IV.19 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

D'après (**Art 5.9 : RPA 99/V2003**) Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$P_k = \sum_{i=1}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(k)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : hauteur d'étage K.

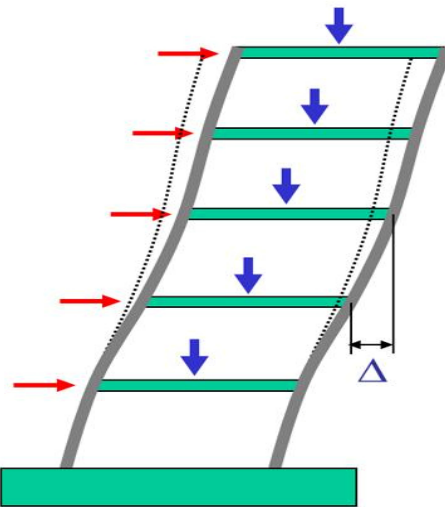


Figure IV.10. L'effet P- Δ sur la structure

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$: 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 $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18. Vérification de l'effet P-Δ

Story	P _k (KN)	Δ _x (cm)	Δ _y (cm)	V _x (KN)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ _x	θ _y
8	3405,34	1,34	1,22	672,36	750,76	306	0,022	0,018
7	3477,49	1,43	1,25	608,03	678,94	306	0,026	0,020
6	3477,49	1,49	1,23	529,46	591,20	306	0,031	0,023
5	3521,07	1,434	1,13	456,54	509,78	306	0,036	0,025
4	3684,64	1,23	0,98	394,49	440,50	306	0,034	0,024
3	4536,08	0,98	0,79	383,16	427,84	340	0,013	0,013
2	4720,92	0,32	0,36	292,81	326,95	396	0,004	0,006
1	5505,33	0,05	0,08	165,85	185,19	408	0,022	0,018

✓ **Commentant les résultats :**

On constate que : la condition θ_x et $\theta_y < 0.1$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé.

IV.20 Vérification au renversement : (Art.5.5: RPA 99/ V2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

Avec :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

h_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

$$b_x = L_x - X_G$$

$$b_y = L_y - Y_G$$

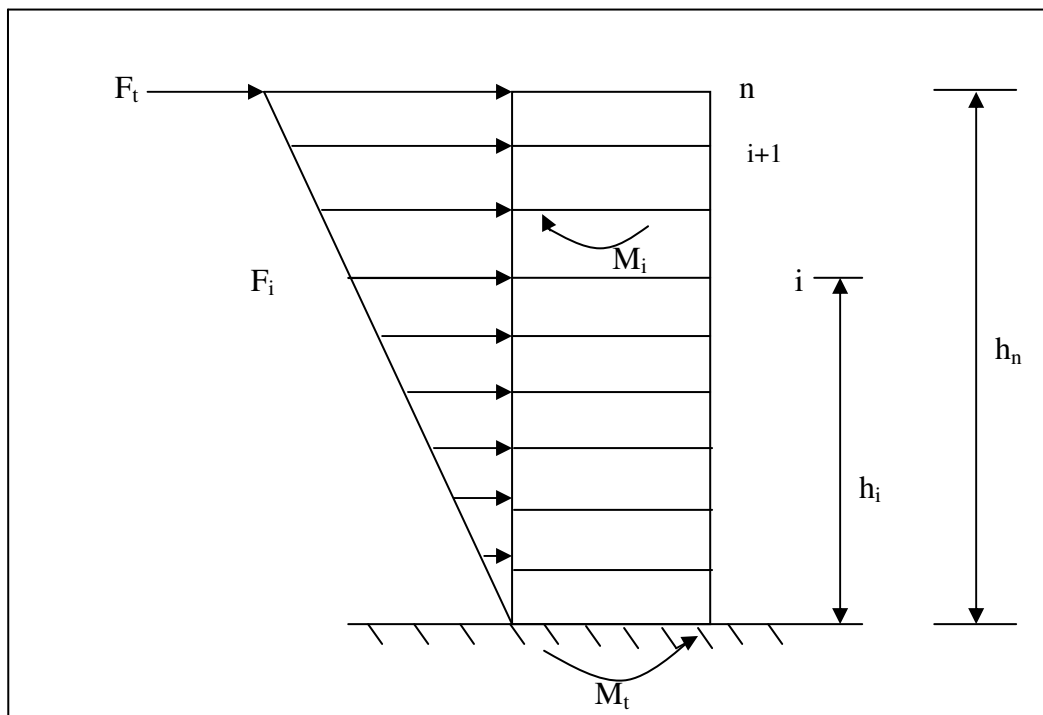


Figure IV.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.19. Moment de renversement

Story	hi (m)	Sens XX		Sens YY	
		F _{ix} (KN)	M _{Ren} (KN.m)	F _{iy} (KN)	M _{Ren} (KN.m)
8	26,74	672,36	17978,9064	750,76	20075,3224
7	23,68	608,03	14398,1504	678,94	16077,2992
6	20,62	529,46	10917,4652	591,20	12190,544
5	17,56	456,54	8016,8424	509,78	8951,7368
4	14,5	394,49	5720,105	440,50	6391,31
3	11,44	383,16	4383,3504	427,84	4894,4896
2	8,4	292,81	2459,604	326,95	2746,38
1	4,08	165,85	676,668	185,19	755,5752
La somme			64551.0918	/	72082.6572

$$b_x = L_x - X_G = 26.6 - 13.3 = 13.3 \text{ m}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 18.75 - 9.33 = 9.42 \text{ m}$$

Tableau IV.20. Vérification de stabilisation

	W _t (KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.M)	M _s /M _r	OBS
Sens longitudinal	32328.4	13.3	429967.72	64551.0918	6.66	C.V
Sens transversal	32328.4	9.42	304533.53	72082.6572	4.22	C.V

✓ Commentant les résultants

L'ouvrage est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.21 Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1 : RPA 99/ V2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification de l'effort normal de compression de calcul est estimé par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est la section brute du poteau.

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Display ⇒ Show tables ⇒ Frames Output ⇒ Frames Forces ⇒ Column Forces.

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.21. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm)	N(KN)	v	Observation
Story 6-7-8	30X30	215.43	0.09	C.V
Story 4-5	35X35	714.5	0.23	C.V
Story 1-2-3	40X40	1220.73	0.30	C.V

V.1. Etude des poteaux

V.1.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1.2. Ferrailage des poteaux

V.1.2.1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section est soumis à la flexion composé peut se calculé comme :

- Une section en compression centré (CC).
- Une section entièrement tendue (ET).
- Une section entièrement comprimée (EC).
- Une section partiellement comprimée (PC).

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau V.1. Caractéristique mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	θ	$f_{bu}(MPa)$	γ_s	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Tableau V.2. Combinaisons des charges

	Selon BAEL (situation durable)		Selon RPA (situation accidentelle)
Combinaisons	ELU	1.35G+1.5Q	G+Q±E
	ELS	G+Q	0.8G±E

La section d'acier sera calculée pour différents combinaisons d'efforts internes :

- ⇒ 1^{er} cas : N_{max} ; $M_{correspondant}$
- ⇒ 2^{ème} cas : N_{min} ; $M_{correspondant}$
- ⇒ 3^{ème} cas : M_{max} ; $N_{correspondant}$

Chacun des trois cas de sollicitations donne une section d'acier, la section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- Comme la section est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre le M_2 et M_3 et on le généralise sur les quatre cotés de la section de poteau.
- L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif (-) et les efforts de traction avec un signe positif, donc pour faire les calculs on doit inverser les signes des efforts.

a) Recommandations de RPA99/V2003

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droite sans crochet.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera :
 - 0.7% B en zone I.
 - 0.8% B en zone II.
 - 0.9% B en zone III.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% B en zone courante.
 - 6% B en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ en zone I et II.
 - 50ϕ en zone III.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone I et II.
 - 20cm en zone III.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

b) Recommandations de BAEL

- ✓ **Pour une section entièrement comprimée**

$$A_{min} = \text{Max}\left(4 * \text{périmètre (en mètre)}; \frac{2B}{100}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Avec :

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$).

✓ **Pour une section partiellement comprimée**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

V.1.2.2. Armatures transversales

✓ **Recommandations de RPA**

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal

- ✓ 2.5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- ✓ 3.75 si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

t : L'espacement des armatures transversales.

✓ **Espacement des cadres**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

- $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$ en zone I et II_a.
- $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone II_b et III.

Dans la zone courante

- $t' \leq 15\phi$ en zone I et II_a.
- $t' \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10\phi)$ en zone II_b et III.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

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.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- l_f est la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ

V.1.2.3. Procédure de calcul des armatures longitudinales

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centrée ou à la flexion composée.

Pour que la section travaille à la compression centrée il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

- ✓ Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré donc :

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

- ✓ Si non la section travaille à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travaille à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20e_0}{h} ; 15\text{cm} \right)$$

- Si la section travaille à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = N * e_T Moment corrigé de la section.

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left(2cm ; \frac{l}{250} \right)$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec

α : Rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanente, au moment totale du premier ordre, ces moments étant pris avant l'application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due aux fluages à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à **2**.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

a) Section entièrement tendue

La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1)\sigma_{se}} ; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1)\sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1)\sigma_{se}} ; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1)\sigma_{se}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

N_u : Effort de traction à ELU.

N : Effort de traction à ELS.

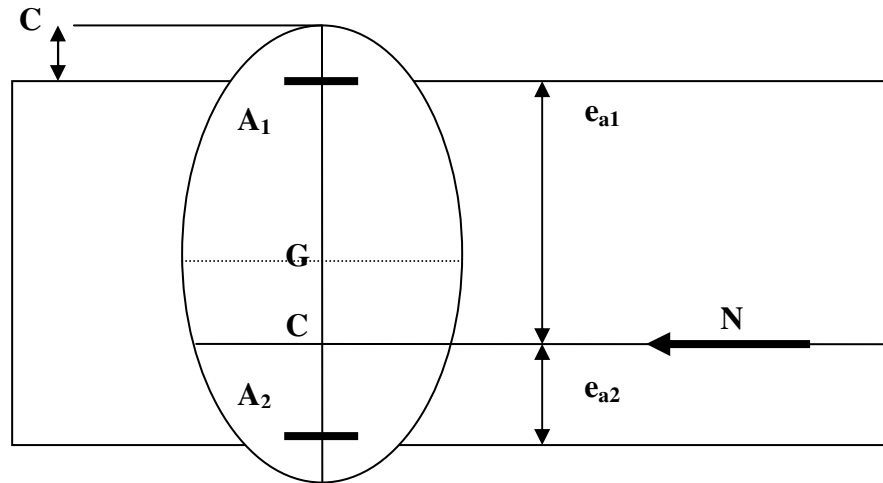


Figure V.1. Les excentricités d'une section en flexion composée

- La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

b) Section entièrement comprimée

- **Calcul à ELU**

La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures. Et :

$$N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2\bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C')bh\sigma_b$$

- Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$Et A_1 = \frac{N - \psi bh\bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

- Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

- La section d'armature minimale :

$A_{min} \geq 4*$ périmètre de la section e mètre.

- **Calcul à ELS**

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max}(\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

S : L'aire de la section homogène

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

c) Section partiellement comprimée/tendue

- Calcul à ELU

La section est partiellement comprimée lorsque :

- le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{Et } \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas

- Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

- La condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

- Calcul à ELS

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

- La condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Etant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : sous sol et entre sol et RDC pour les poteaux de dimensions **(40x40)**.
- **Zone 2** : 1^{er} étage 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(35x35)**.
- **Zone 3** : 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(30x30)**.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel ETABS, puis elles seront triées per EXCEL pour avoir les valeurs les plus grands ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant

Tableau V.3. Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS

	Combinaisons					
	08GEYMAX		ELU		GQEXMAX	
	N_{min}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}
40X40	-1149.73	10.12	1843.77	10.16	73.64	-37.3
35X35	-664.91	6.95	1143.45	30.41	95.88	21.79
30X30	-193.26	5.99	671.44	26.6	65.03	54.48

Tableau V.4. Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal

Niveau	Section	BAEL91			RPA99/V2003		
		Section entièrement comprimée		Section partiellement comprimée	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) Zone de recouvrement
		A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)			
Zone 1	40X40	6.4	80	1.73	12.8	64	96
Zone 2	35X35	5.6	61.25	1.33	9.8	49	73.5
Zone 3	30X30	4.8	45	0.97	7.2	36	54

V.1.2.4. Exemple de calcul

a) cas du poteau (40x40), zone 1

Tableau V.5. Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	C (m)	d (cm)
40x40	-37.3	73.64	43.43	2	36

- Calcul à ELU
- ✓ Calcul des armatures longitudinales

$$e = \frac{M}{N} = \frac{73.64}{37.3} = 1.97m > \frac{h}{12} = \frac{0.4}{12} = 0.033m$$

Donc la section travail à la flexion composé et pas à la compression centré.

- Vérification de la condition

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20e_0}{h} ; 15cm \right)$$

$$l_f = 0.7l = 0.7 * 4.08 = 2.856m$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.865 * 100}{40} = 7.16$$

$$\text{Max} \left(\frac{20e_0}{h} ; 15\text{cm} \right) = \max \left(\frac{20 * 197}{40} ; 15\text{cm} \right) = \max(98.5 ; 15\text{cm}) = 98.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 7.16 < 98.5$$

La condition est vérifiée donc la section effectivement travail à la flexion composé et la méthode forfaitaire est applicable.

- **Détermination de la nature de section**

$e = 197\text{cm}$: Le centre de pression est à l'extérieur de segment formé par les armatures, cela implique que notre section est partiellement comprimée.

$$M_{ea} = N_u * e_a = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ea} = N_u * e_a = 37.3 \left(1.97 + 0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 79.45\text{KN.m}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_{ea} puis sera ramené en flexion composé.

$$\mu = \frac{M_{ea}}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{79.45 * 10^6}{21.74 * 400 * 360^2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc} \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.07)}) = 0.09$$

$$Z = 360[1 - 0.4(0.09)] = 346.86\text{mm}$$

$$A_s = \frac{79.45 * 10^6}{400 * 346.86} = 572.6\text{mm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 5.73\text{cm}^2$$

Les armatures de flexion composée

$$A = A_s \pm \frac{N}{\sigma_s}$$

N est un effort de traction donc :

$$A_{FC} = 5.73 * 100 + \frac{37.3 * 1000}{400} = 666.25 \text{mm}^2$$

$$A_{FC} = 6.67 \text{cm}^2$$

On adopte (4HA14+2HA12) / face

Donc 12HA14 + 4HA12 pour toute la section du poteau.

✓ **Calcul des armatures transversales**

- **En zone nodale : on prend t = 8mm.**

Détermination de ρ_a : on doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 4.08}{0.4} = 7.15 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

Calcul de A_t

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{8 * 10 * 2.5 * 43.43 * 10^3}{400 * 400} = 54.28 \text{mm}^2 = 0.54 \text{cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% (RPA99/2003)$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{8 * 40} = 0.628\% > 0.3\% \text{ condition vérifiée}$$

- **En zone de recouvrement : on prend t = 12mm.**

Détermination de ρ_a : on doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 4.08}{0.4} = 7.15 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

Calcul de A_t

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{12 * 10 * 2.5 * 43.43 * 10^3}{400 * 400} = 81.43 \text{ mm}^2 = 0.81 \text{ cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale est

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% (\text{RPA99/2003})$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{12 * 40} = 0.418\% > 0.3\% \text{ condition vérifiée}$$

✓ Vérification à ELU

- Vérification de pourcentage minimal et maximal

$$A_s \text{ adopté, Zone courante} = 23 \text{ cm}^2 < A_{\max, \text{RPA}} = 64 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_s \text{ adopté, Zone recouvrement} = 23 \text{ cm}^2 < A_{\max, \text{RPA}} = 96 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_s \text{ adopté} = 23 \text{ cm}^2 > A_{\min, \text{RPA}} = 12.8 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_s \text{ adopté} = 23 \text{ cm}^2 > A_{\min, \text{BAEL}} = 1.73 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Tous les efforts tranchants maximums sont obtenus par les combinaisons accidentelles donc : $\gamma_b = 1.15$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{min}(4.35 ; 5) \text{ MPa} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{43.43 * 10^3}{400 * 0.9 * 400} = 0.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa CV}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_{su} = \frac{43.43 * 10^3}{0.9 * 360 * [(12 * 3.14 * 14) + (4 * 3.14 * 12)]} = 0.2 < 3.15 MPa \text{ CV}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle (Art7.4.3.2.RPA99/2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si} \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 * 4.08}{0.4} = 7.14 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{32.42 * 10^3}{400 * 360} = 0.2 < \bar{\tau}_u = 0.075 * 25 = 1.875 MPa \text{ CV}$$

- **Calcul à ELS**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton

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

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

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

On a :

$$M_{ser} = 32.42 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 23 \text{ cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$Y = \frac{15 * 23}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40 * 36}{7.5 * 23}} - 1 \right] = 17.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 * (17.74)^2}{3} + 15 * 23(36 - 17.74)^2 = 189471.36 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{32.43 * 10^6}{189471.36 * 10^4} = 0.017 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 * 17.74 * 10 = 3.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa CV}$$

- Vérification au flambement

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} = 1843.73KN$

$$l_f = 2.86m$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.002 m^4$$

$$B = 0.4 * 0.4 = 0.16m^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.002}{0.16}} = 0.111m$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.111m ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{2.86}{0.111} = 25.77$$

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 25.77 < 50 \quad \text{donc } \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{25.77}{35}\right)^2} = 0.77$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (40 - 3) * (40 - 3) = 1369cm^2$$

$$B_r \geq \frac{1843.77 * 1000}{0.77 \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)} = 1088.57cm^2$$

$$B_r = 1369cm^2 > 1088.57cm^2 \quad CV$$

- **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.

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

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.

$$N_{ultime} = 0.77 \left(\frac{1369 * 100 * 25}{0.9 * 1.5} + 50.27 * \frac{400}{1.15} \right)$$

$N_{ultime} = 3298.45KN > N_{max} = 1843.73KN$ donc la est condition vérifiée.

Les résultats du ferrailage longitudinal pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e_0 (cm)	Nature	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)
40x40	08GQEYMAX	-1149.21	10.12	0.88	CC	15.16	13.57
	ELU	1843.77	10.16	0.55	CC	0.00	0.00
	GQEXMAX	-37.3	73.64	197	PC	6.66	0.00
35x35	08GQEYMAX	-664.91	6.95	1.04	CC	8.95	7.67
	ELU	1143.45	30.41	2.65	CC	0.00	0.00
	GQEXMAX	11.33	96	847	PC	8.21	0.00
30x30	08GQEYMAX	-193.26	5.99	3.09	ET	3.10	1.74
	ELU	671.44	26.6	3.96	PC	0.00	0.00
	GQEXMAX	54.48	65.03	119	PC	6.15	0.00

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux

Poteau	$A_{S\text{ cal}}/\text{face}$ (cm^2)	$A_{\text{min.RPA}}$ (cm^2)	$A_{\text{min.BAEL}}$ (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	Choix des barres/face	$A_{S,\text{adop}}$ /face (cm^2)	$A_{S,\text{adop}}$ totale (cm^2)	Nombres des barres totales
40X40	15.16	12.8	6.4	1.73	6T20	18.85	50.27	16T20
35X35	8.95	9.8	5.6	1.33	3T16+3T14	10.65	28.4	8T16+8T14
30X30	6.15	7.2	4.8	0.97	3T16	6.03	16.08	8T16

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de pourcentage maximal des armatures

Tableau V.8. Vérification de pourcentage maximal des armatures pour les poteaux

Poteau	$A_{S\text{ ado};ZC}$ (cm^2)	$A_{\text{max};ZC}$ (cm^2)	$A_{S,\text{ado}} < A_{S\text{max}}$	$A_{S\text{ ado};ZR}$ (cm^2)	$A_{\text{max};ZR}$ (cm^2)	$A_{S,\text{ado}} < A_{S\text{max}}$
40X40	50.27	64	CV	50.27	96	CV
35X35	28.4	49	CV	28.4	73.5	CV
30X30	16.08	36	CV	16.08	54	CV

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $l_r = 50\phi$.

Tableau V.9. Longueur de recouvrement

	T16	T14	T20
$l_r(\text{cm})$	80	70	100

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification des poteaux à ELU

Tableau V.10. Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
40x40	43.43	0.3	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1004.8	0.13	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
35x35	63.97	0.58	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	753.6	0.29	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
30x30	44.03	0.54	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	401.92	0.45	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des armatures transversales en zone nodale

Tableau V.11. Tableau récapitulatif des armatures transversales en zone nodale

Poteau	V (KN)	S_t (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix	% cal	% min
40x40	43.43	8	7.15	2.5	0.54	2.01	4HA8	0.628	0.3
35x35	63.97	8	6.12	2.5	0.91	2.01	4HA8	0.71	0.3
30x30	44.03	8	7.14	2.5	0.73	2.01	4HA8	0.83	0.3

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des armatures transversales en zone de recouvrement

Tableau V.12. Tableau récapitulatif armatures des transversales en zone de recouvrement

Poteau	V (KN)	S_t (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix	% cal	% min
40x40	43.43	12	7.14	2.5	0.81	2.01	4HA8	0.41	0.3
35x35	63.97	12	6.12	2.5	1.37	2.01	4HA8	0.47	0.3
30x30	44.03	12	7.14	2.5	1.1	2.01	4HA8	0.55	0.3

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à ELS

Tableau V.13. Vérification des contraintes dans le béton

Zone	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/mm ³	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
40x40	32.42	50.27	322211.83	18	0.01	1.81	15	CV
35x35	32.75	28.4	152398.56	15.52	0.021	3.34	15	CV
30x30	30.75	16.08	69613.86	12.79	0.044	5.65	15	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de la contrainte tangentielle

Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	l_f (m)	λ_g	ρ_d	V(KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Observation
40x40	2.86	7.15	0.075	32.42	0.2	1.875	Vérifier
35x35	2.14	6.11	0.075	32.75	0.26	1.875	Vérifier
30x30	2.14	7.13	0.075	30.75	0.34	1.875	Vérifier

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de flambement des poteaux

Tableau V.15. Vérification de flambement des poteaux

Section	L(m)	l_f (m)	I_{xx} $= I_{yy}$ (cm ⁴)	B (m ²)	i(m)	λ	Δ	B_r (cm ²)	R (cm ²)	OBS
40X40	4.08		2.86	0.002	0.111	25.77	0.77	1369	1088.69	CV
35X35	3.06	2.142	0.0012	0.1225	0.101	21.2	0.791	1024	656.37	CV
30X30	3.06	2.142	0.0067	0.09	0.086	27.73	0.772	729	394	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de l'effort ultime dans les poteaux

Tableau V.16. Vérification de l'effort normale ultime

Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultime} (KN)	Vérification
40x40	4.08	2.86	25.77	50.27	1843.73	3298.45	CV
35x35	3.06	2.14	21.2	28.4	1143.35	1942.38	CV
30x30	3.06	2.14	24.73	16.08	671.38	1804.8	CV

V.1.3. Schémas des ferrillages des poteaux

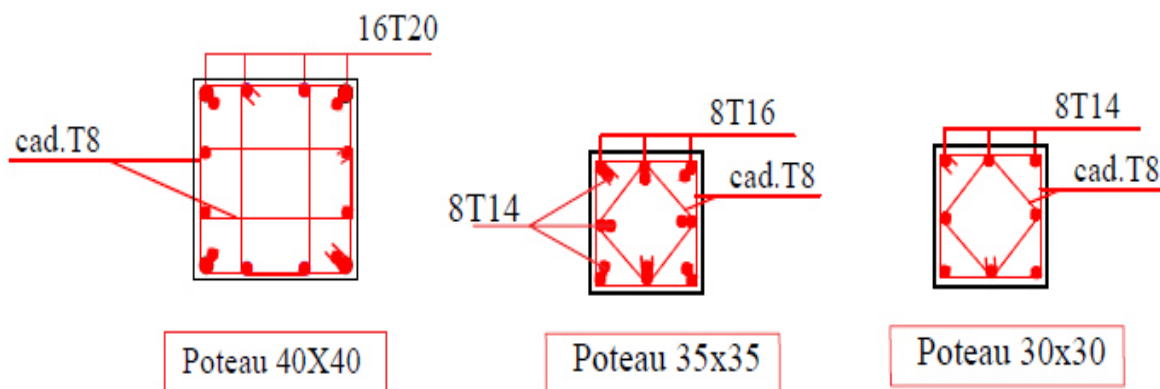


Figure V.2. Ferrillage des poteaux

V.2. Calcul des poutres

V.2.1. introduction

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « E.L.U », puis vérifiées à l'état limite de service « E.L.S ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « RPA99 » en zone III.

- ✓ Poutres principales : $(b, h) = (30,40)$
- ✓ Poutres secondaires : $(b, h) = (30,35)$

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.17 : Combinaisons des charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

V.2.2. Méthode de calcul selon les règles BAEL91/99

V.2.2.1. Armatures longitudinales

a) Calcul à ELU

Le calcul se fait en travée et en appuis

Calcul du moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accentuelle.

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale.

Et : $d = 0.9 * h$

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendues

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha_u$$

$$\alpha_u = 1.25(d - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Avec

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures comprimée.

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec

β_u et β'_u Sont des coefficients donnés par des tables.

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Calcul à ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :-

- Dans le béton : on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

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

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

$$\frac{by^3}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + d'A'_s) = 0$$

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

Y : position de l'axe neutre.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

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

I : moment d'inertie de section homogène

- Dans l'acier : on doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) ; \eta = 1.6 \text{ (HA } \phi > 6\text{mm ; } f_e = 400\text{MPa)}$$

c) Vérification à ELU

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

- Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ MPa} \text{ Pour fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Pour fissuration préjudiciable}$$

- Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$D'où \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

V.2.2.2. Armatures transversales

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s} ; \rho_{t,\text{min}} \right\} \text{ (Art A5.1.2.3) BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28} ; 3.3 \text{ MPa} \}$$

$\rho_{t,\text{min}}$: la condition de non fragilité dans les armature transversales

$$\rho_{t,\text{min}} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

V.2.3. Recommandations du règlement RPA99/V2003

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.

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\text{max}} = 4\% b.h \quad \dots\dots\dots \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\text{max}} = 6\% b.h \quad \dots\dots\dots \text{ En zone de recouvrement.}$$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :

$$50 \varnothing \quad \dots\dots\dots \text{ en zone III}$$

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2)

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S. b$$

- ✓ l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \text{min} (h / 4, 12 \varnothing_1)$$

Avec :

\varnothing_1 : c'est la valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- ✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

- La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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.2.4. Exemple de calcul

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (03) zones :

- Zone 1 : les niveaux (SS- ES-RDC).
- Zone 2 : les niveaux (1-2).
- Zone 3 : les niveaux (3-4-5).

Les caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau V.18. Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre noyée	24	30	3	21.6	25	400	Peu préjudiciable

On prend le cas de la poutre principale (30x40).

Les poutres travaillent à la flexion simple. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

V.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales

a) Calcul à ELU

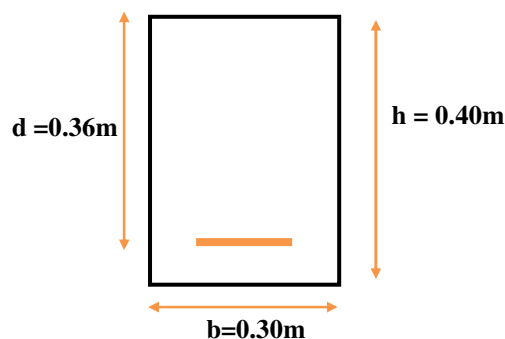


Figure V.3. Section de poutre principale

- **Ferraillage en travée**

Le calcul de ferraillage en travée se fait sous la combinaison fondamentale (1.35G+1.5Q)

Tableau V.19. Les sollicitations de calcul des armatures en travée

$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	θ	γ_s	γ_b	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
74.279	25.802	1	1.15	1.5	14.17	348

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{74.279 * 10^6}{300 * (360)^2 * 14.17} = 0.135$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.135}) = 0.181$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 * 0.181) = 333.936$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{74.265 * 10^6}{333.936 * 348} = 639.06 \text{ mm}^2 = 6.39 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis**

Le calcul de ferraillage en appuis se fait sous la combinaison accidentelle (ELA)

Tableau V.20. Les sollicitations de calcul des armatures en appuis

$M_{min}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	θ	γ_s	γ_b	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
-107.101	65.138	0.85	1	1.15	21.74	400

- **Appuis supérieur**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{107.101 * 10^6}{300 * (360)^2 * 21.739} = 0.19$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.19}) = 0.27$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 * 0.27) = 320.72$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{73.994 * 10^6}{320.72 * 400} = 959.60 \text{ mm}^2 = 9.59 \text{ cm}^2$$

- Appuis inférieur

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65.138 * 10^6}{300 * (360)^2 * 21.739} = 0.118$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.118}) = 0.157$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 * 0.157) = 337.28$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{65.138 * 10^6}{337.28 * 400} = 554.88. mm^2 = 5.54 cm^2$$

Conclusion des résultats trouvés

- ✓ En travée : $A_s = 6.39 cm^2$
- ✓ Sur appui supérieur : $A_s = 9.59 cm^2$
- ✓ Sur appui inférieur : $A_s = 5.54 cm^2$
- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 * 300 * 360 \frac{2.1}{400} = 130.41 mm^2 = 1.3 cm^2$$

b) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.1)

$$A_{s RPA \min} = 0.005 * 30 * 40 = 6 cm^2$$

$$A_{s RPA \max} = 0.04 * 30 * 40 = 48 cm^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s RPA \max} = 0.06 * 30 * 40 = 72 cm^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

c) Vérification à ELU**- Vérification de la contrainte de cisaillement****- En travée**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{142.41 * 10^3}{300 * 360} = 1.32 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 1.32 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

- **En appui**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{109.02 * 10^3}{300 * 360} = 1MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \text{ CV}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

- **En travée**

$$\tau_{su} = \frac{142.41 * 1000}{0.9 * 360[(3.14 * 3 * 14) + (3.14 * 2 * 12)]} = 2.12MPa$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{su} = 2.12MPa < \bar{\tau}_{su} = 3.15MPa \text{ CV}$$

- **En appui**

$$\tau_{su} = \frac{109.02 * 1000}{0.9 * 360[(3.14 * 3 * 14) + (3.14 * 3 * 16)]} = 1.19MPa$$

$$\tau_{su} = 1.19MPa < \bar{\tau}_{su} = 3.15MPa \text{ CV}$$

d) Vérification à ELS

- **Vérification de contrainte**

$$y = \frac{15 * 6.88}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 * 36}{7.5 * 6.88}} - 1 \right] = 12.66cm$$

$$I = \frac{30 * (12.66)^3}{3} + 15 * 6.88(36 - 12.66)^2 = 76509.66 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{52.92 * 10^6}{75609.66 * 10^4} = 0.069 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.069 * 12.66 * 10 = 8.75MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ CV}$$

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{510} = 0.078 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.88}{30 * 36} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_a} \rightarrow \frac{40}{510} = 0.078 \geq \frac{52.91}{10 * 13.16} = 0.04 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V.2.4.2. Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

✓ Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc on adopte les espacements suivants : $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,4. 0,3. 0,20 \implies A_t \geq 0,60\text{cm}^2$$

✓ Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,14\text{cm} \implies \phi_t = 8\text{mm}$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1 \text{ cm} \implies \phi_t = 8\text{mm}$$

✓ Selon le RPA99/version 2003

D'après le RPA99version2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

✓ L'espacement maximal

- En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \implies S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 20\text{cm} \implies S_t = 15\text{ cm}$$

✓ **Conclusion**

$$S_{t \text{ Adopté}} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}}).$$

• En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

• En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : $4\emptyset 8$ $A_t=2.01\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\emptyset 8$ »

V.2.5. Les tableaux récapitulatifs des résultats trouvés.

Tableau V.21. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

		M	A_s	A_{\min}	$A_{\min \text{ RPA}}$	$A_{\text{adopté}}$	choix des barres
		(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)		
Zone (1)	travée	74.279	6.39	1.3	6	6.88	3T14+2T12/ nappe
	Appui sup	-107.101	9.59	1.3	6	10.65	3T14+3T16
	Appui inf	65.138	5.54	1.3	6	6.88	3T14+2T12
Zone (2)	Travée	64.579	5.49	1.3	6	6.03	3T16/nappe
	Appui sup	-117.792	10.7	1.3	6	12.06	6T16
	Appui inf	92.85	8.17	1.3	6	9.11	3T16+2T14
Zone (3)	Travée	74.813	6.44	1.3	6	8.29	3T16+2T12/nappe
	Appui sup	-123.235	11.28	1.3	6	12.06	6T16
	Appui inf	93.276	8.21	1.3	6	9.11	3T16+2T14

Tableau V.22. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires

		M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté}	Choix des barres
Zone (1)	travée	32.423	3.08	1.14	5.31	4.62	3T14/nappe
	Appui sup	-86.611	8.93	1.14	5.31	9.24	6T14
	Appui inf	70.297	7.06	1.14	5.31	8.01	3T14+3T12
Zone (2)	Travée	40.171	3.85	1.14	5.31	6.03	3T16/nappe
	Appui sup	-110.209	11.89	1.14	5.31	12.06	6T16
	Appui inf	90.65	9.42	1.14	5.31	10.05	5T16
Zone (3)	Travée	47.053	4.56	1.14	5.31	6.03	3T16/nappe
	Appui sup	-104.703	11.17	1.14	5.31	12.06	6T16
	Appui inf	82.211	8.42	1.14	5.31	9.11	3T16+2T14

Tableau V.23. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles

		M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté}	Choix des barres
Zone (1)	travée	21.25	1.99	1.14	5.31	6.03	3T16/nappe
	Appui sup	-123.343	13.68	1.14	5.31	15.46	3T16(fil)+3T20(chap)
	Appui inf	105.218	11.24	1.14	5.31	12.06	6T16
Zone (2)	Travée	25.286	2.38	1.14	5.31	9.42	3T20/nappe
	Appui sup	-151.39	18.03	1.14	5.31	18.54	3T20+3T16+2T14
	Appui inf	126.289	14.106	1.14	5.31	15.46	3T20+3T16
Zone (3)	Travée	32.003	3.04	1.14	5.31	9.42	3T20/nappe
	Appui sup	-135.457	15.27	1.14	5.31	15.46	3T20+3T16
	Appui inf	98.159	10.34	1.14	5.31	12.50	3T20+2T14

Tableau V.24. Tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre noyée

		M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté}	choix des barres
P.N	travée	8.279	1.25	0.78	3.6	2.26	2T12/nappe
	Appui sup	-13.669	1.88	0.78	3.6	2.26	2T12
	Appui inf	10.86	1.48	0.78	3.6	2.26	2T12

Tableau V.25. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

Section	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	A _t (cm ²)	choix	A _t adopté
Poutre principale	20	10	1.8	4φ8	2.01
Poutre secondaire	20	10	1.8	4 φ8	2.01
Poutre secondaire liée au voile	20	10	1.8	4 φ8	2.01
Poutre noyé	20	10	1.8	4 φ8	2.01

Tableau V.26 .La longueur minimale de recouvrement

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 50 ϕ
ϕ 12	60
ϕ 14	70
ϕ 16	80
ϕ 20	100

Tableau V.27. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des PP

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			
		$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	142.41	1.32	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	109.02	1.01	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	109.02	1.01	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (2)	Travée	118.74	1,10	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	98.83	0,92	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	98.83	0.92	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (3)	Travée	118.71	1.09	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	99.6	0.92	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	99.6	0.92	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.28. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des PS

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			
		$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	34.56	0.37	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	64.09	0.68	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	64.09	0.68	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (2)	Travée	42.75	0.45	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	79.83	0.84	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	79.83	0.84	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (3)	Travée	50.11	0.53	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	73.79	0.78	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	73.79	0.78	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.29. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres liées aux voiles

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			
		$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	62.02	0.65	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	211.91	2.24	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	211.91	2.24	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (2)	Travée	77.77	0.82	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	250	2.64	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	250	2.64	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone (3)	Travée	96.2	1.02	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	212.1	2.24	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	212.1	2.24	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.30. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres noyées

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			
		$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
Poutre noyée	Travée	12.16	0.19	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui sup	11.78	0.18	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	Appui inf	11.78	0.18	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.31. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres principales

Section	localisation	Contrainte d'adhérence			
		$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	207.24	2.11	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	282.6	1.19	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	207.24	1.62	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (2)	Travée	150.72	2.43	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	301.44	1.01	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	238.64	1.27	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (3)	Travée	226.08	1.62	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	301.44	1.01	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	238.64	1.29	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.32. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres secondaires

Section	localisation	Contrainte d'adhérence			
		$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	131.88	0.92	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	238.64	0.94	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	244.92	0.92	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (2)	Travée	131.88	1.14	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	301.44	0.93	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	339.12	0.93	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (3)	Travée	150.72	1.17	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	395.64	0.66	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	238.64	0.66	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.33. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres liées aux voiles

Section	localisation	Contrainte d'adhérence			
		$\Sigma U_i (mm)$	$\tau_{su} (MPa)$	$\bar{\tau}_{su} (MPa)$	OBS
Zone (1)	Travée	150.72	1.45	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	339.12	2.20	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	301.44	2.48	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (2)	Travée	188.4	1.45	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	427.04	2.06	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	339.12	2.60	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Zone (3)	Travée	188.4	1.80	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	339.12	2.20	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	276.32	2.70	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.34. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres noyées

Section	localisation	Contrainte d'adhérence			
		$\Sigma U_i (mm)$	$\tau_{su} (MPa)$	$\bar{\tau}_{su} (MPa)$	OBS
Poutre noyée	Travée	75.36	0.83	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui sup	75.36	0.8	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	Appui inf	75.36	0.8	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau V.35. Vérification de contrainte dans le béton des PP à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Zone (1)	En Travée	52.91	12.29	76575,84	8.49	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-74.71	24.25	104503,36	10.19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (2)	En Travée	46.82	11.71	69420,72	7.90	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-64.17	14.80	113714,49	8.35	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (3)	En Travée	54.56	13.13	87675,14	8.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-74.40	14.80	113714,49	9.64	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau V.36. Vérification de contrainte dans le béton des poutres secondaires à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Zone (1)	En Travée	23.47	9.75	42051,25	5.45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-30.35	12.44	69602,15	5.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (2)	En Travée	29.11	10.76	51362,58	6.10	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-40.84	13.46	83257,25	6.60	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (3)	En Travée	34.13	10.76	51362,58	7.15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-52.101	13.46	83257,25	8.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau V.37. Vérification de contrainte dans le béton des PS liées aux voiles à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Zone (1)	En Travée	15.38	10.77	51362,58	3.22	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-30.38	14.33	97778,57	4.45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (2)	En Travée	18.34	12.52	70529,87	3.25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-40.814	14.89	109722,26	5.54	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Zone (3)	En Travée	23.23	12.51	70529,87	4.12	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-52.10	14.33	97778,57	6.63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau V.38. Vérification de contrainte dans le béton des poutres noyées à l'ELS

		$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Poutre noyée	En Travée	5.937	5,856	10411.063	3.339	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	Sur appui	-10.926	5,856	10411.063	6.146	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau V.39. Vérification de la flèche

poutres	zone	Condition 1	Condition 2	Condition 3	OBS
P.P	(1)	$0.078 > 0.063$	$0.006 < 0.011$	$0.078 > 0.04$	C.V
	(2)	$0.078 > 0.063$	$0.005 < 0.011$	$0.078 > 0.041$	C.V
	(3)	$0.078 > 0.063$	$0.007 < 0.011$	$0.078 > 0.049$	C.V
P.S	(1)	$0.083 > 0.063$	$0.005 < 0.011$	$0.073 > 0.02$	C.V
	(2)	$0.083 > 0.063$	$0.006 < 0.011$	$0.073 > 0.017$	C.V
	(3)	$0.083 > 0.063$	$0.006 < 0.011$	$0.073 > 0.034$	C.V
Poutres liées aux voiles	(1)	$0.083 > 0.063$	$0.006 < 0.011$	$0.073 > 0.013$	C.V
	(2)	$0.083 > 0.063$	$0.009 < 0.011$	$0.073 > 0.018$	C.V
	(3)	$0.083 > 0.063$	$0.009 < 0.011$	$0.073 > 0.026$	C.V
Poutre noyée	-	$0.05 > 0.0625$	$0.003 < 0.011$	$0.05 > 0.007$	C.V

V.2.6. Schémas des ferrailages des poutres

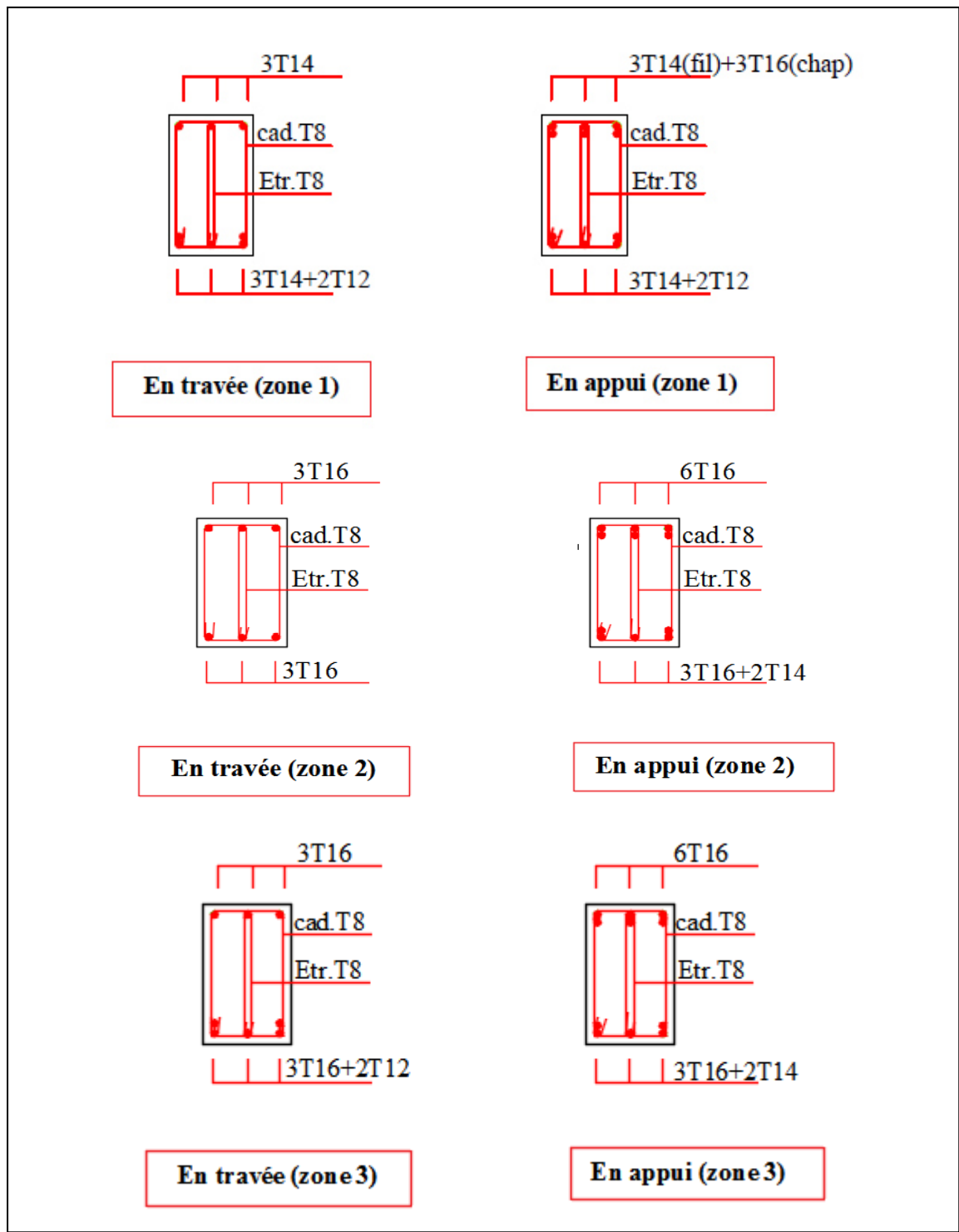


Figure V.4. Schémas de ferrailage des poutres principales

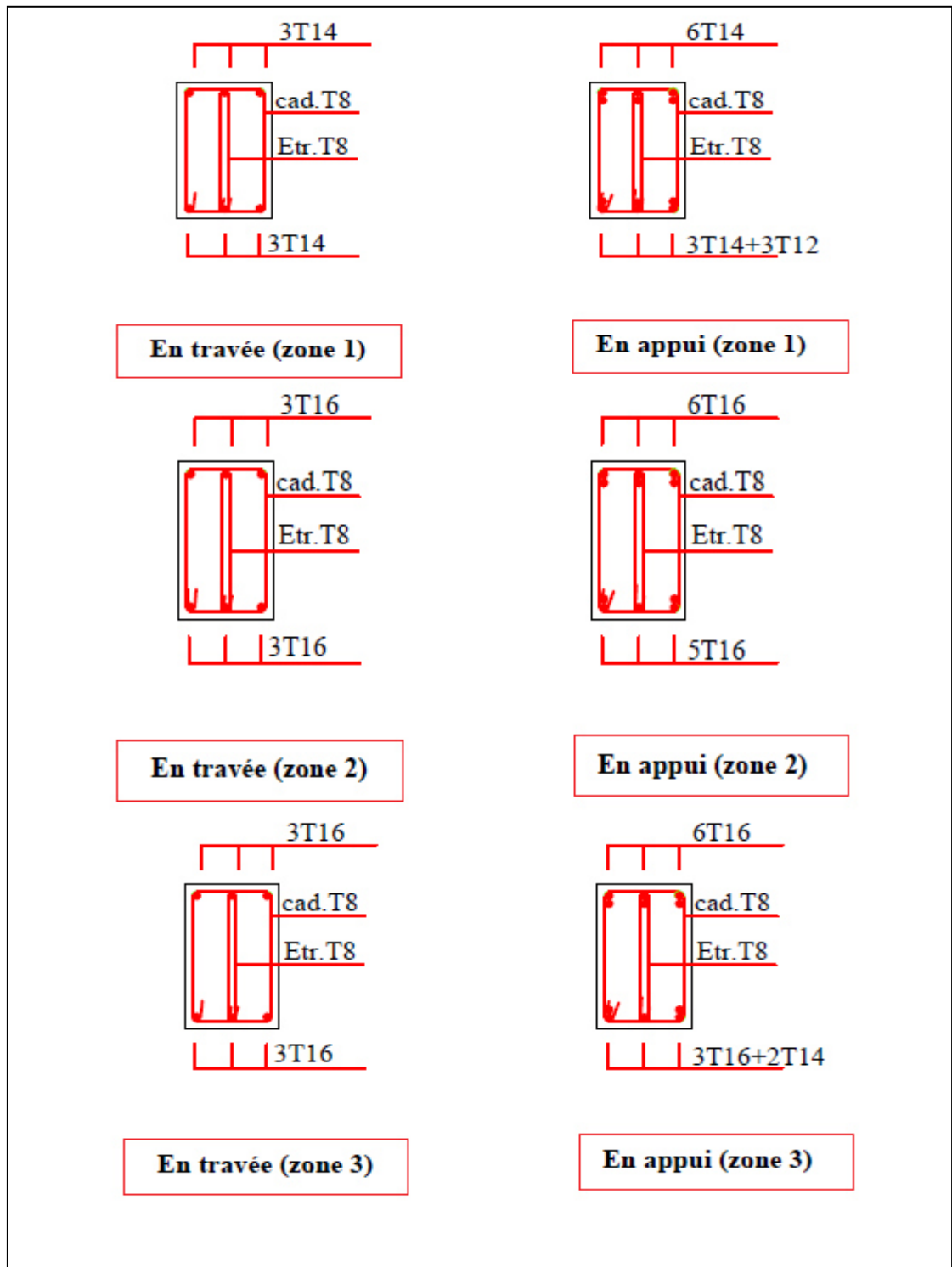


Figure V.5. Schéma des ferrailages des poutres secondaires

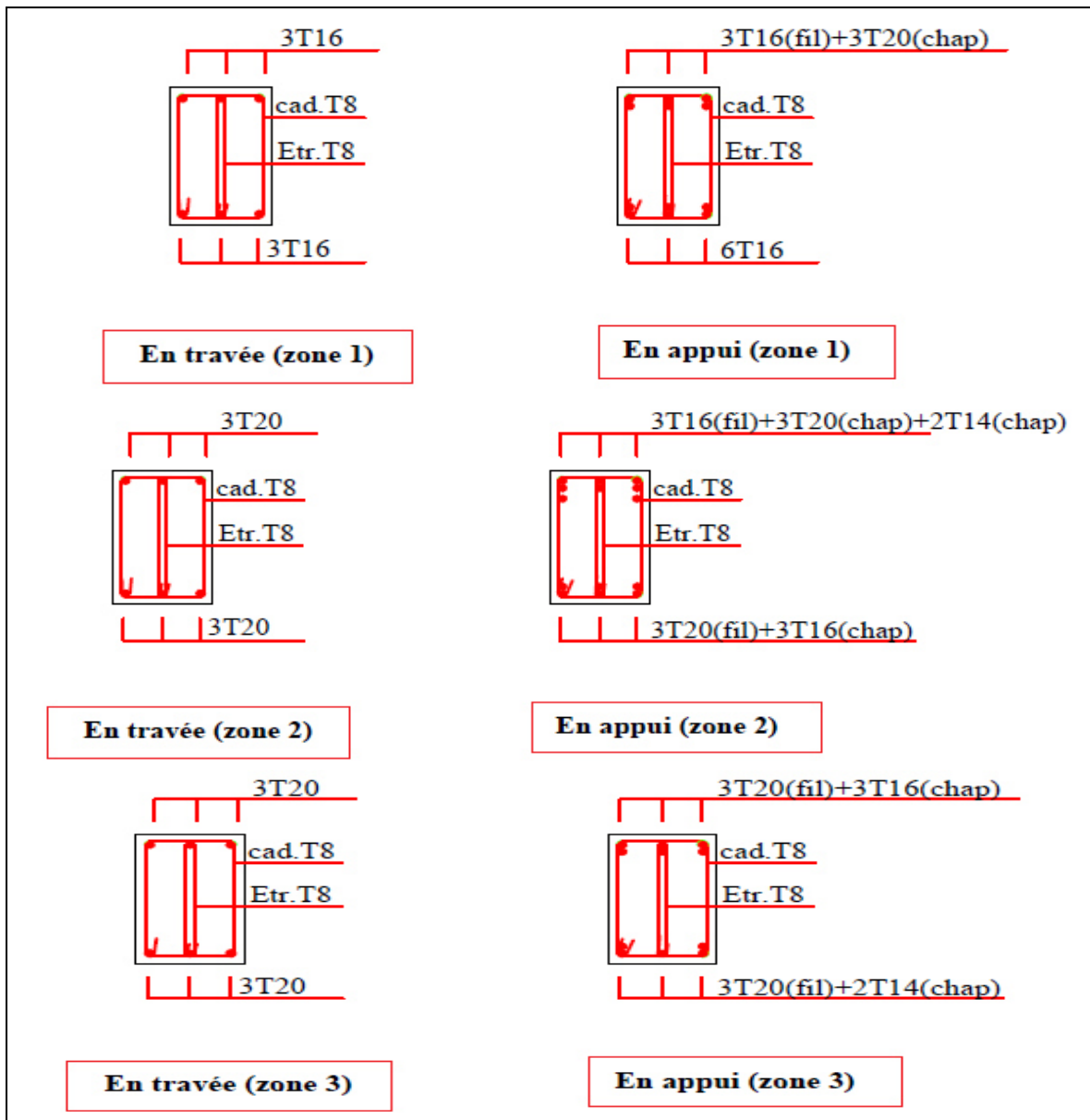


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire liée au voile

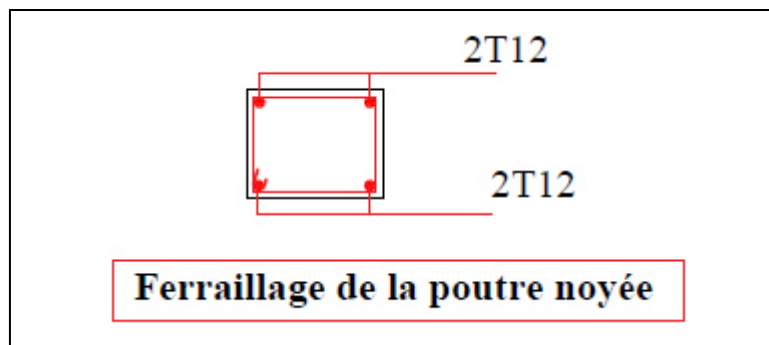


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre noyée

V.3. Calcul des voiles

V.3.1. Introduction

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.

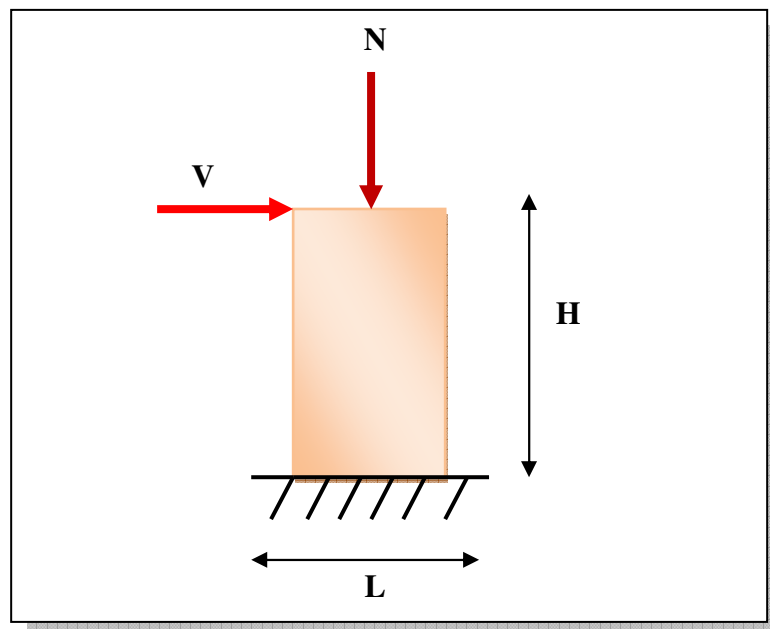


Figure V.8. Sollicitations des voiles

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.

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

V.3.2. 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-stable.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par un système de contreventement mixte dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.3. 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.3.4. Combinaisons des charges

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**) et le **BAEL**, les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

Tableau V.40. Combinaisons des charges

	Selon BAEL (situation durable)		Selon RPA (situation accidentelle)
Combinaisons	ELU	$1.35G+1.5Q$	$G+Q\pm E$
	ELS	$G+Q$	$0.8G\pm E$

V.3.5 .Prescriptions imposées par le RPA99/V2003

- **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'espacement 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'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30cm$$

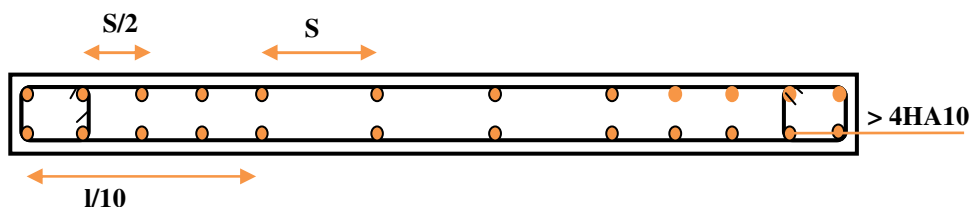


Figure V.9. Espacement minimum des barres

- **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.

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30cm \end{array} \right\} \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

Avec :

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.
- 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.

- 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

- **Aciers de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : L'effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Aciers de potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.6. Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Notre ouvrage comprend trois (03) types de voiles, résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.41 : Type des voiles

Voile	L(m)	e(m)	Sens
Type 1	2.95	0.2	XX
Type 2	2	0.2	XX
Type 3	5.1	0.2	YY

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois (03) zones.

- Zone 1: sous sol, entre sol, RDC.
- Zone2 : 1^{ère} niveau, 2^{ème} niveau.
- Zone 3 : 3^{ème} 4^{ème}, et 5^{ème} niveau.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB

L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit inverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - Bf_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

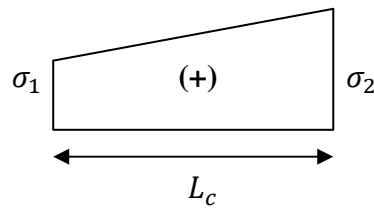


Figure V.10. Section entièrement comprimée

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

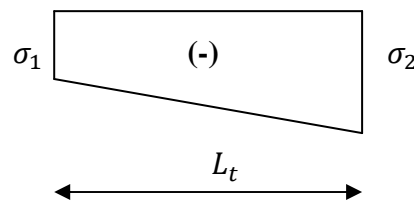


Figure V.11. Section entièrement tendue

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_V = F/f_e$$

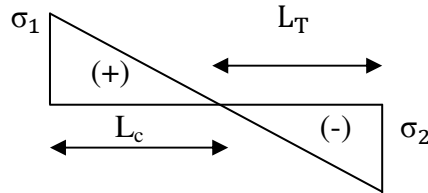


Figure V.12. Section partiellement comprimée

- ✓ Si $A_V < A_{min}$ on ferraille avec la section minimale A_{min} .
- ✓ Si $A_V > A_{min}$ on ferraille avec A_V .
- ✓ **Exemple de calcul**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ($L = 2.95$ m; $e = 0.2$ m).

Tableau V.42. Sollicitations et paramètres pour l'exemple de calcul

M(KN.m)	N(KN)	L(m)	e(m)	V(KN)	N_{ser} (KN)
2060.55	567.05	2.95	0.2	631.2	2251.3

• **Calcul de I et v :**

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0.2 * 2.95^3}{12} = 0.428 \text{ m}^4$$

$$v = \frac{l}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.48 \text{ m}$$

• **Calcul de σ_1 et σ_2 :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M * v}{I} = \frac{567.05}{0.59} + \frac{2060.55 * 1.48}{0.428} = 8053.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M * v}{I} = \frac{567.05}{0.59} - \frac{2060.55 * 1.48}{0.428} = -6131.02 \text{ KN/m}^2$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Calcul de la longueur de la section tendue**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} * L$$

$$L_t = \frac{6131.02}{8053.22 + 6131.02} * 2.95 = 1.28m$$

- **Calcul de volume des contraintes pour la zone tendue**

$$F = \frac{\sigma_2}{2} * e * L_t = \frac{6131.02 * 0.2 * 1.28}{2} = 784.77KN$$

- **Calcul des armatures verticales**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{784.77 * 1000}{400 * 100} = 19.61cm^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} = \max\left(0.2\% e L_t ; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0.2 * 20 * 128}{100} ; \frac{0.256 * 10000 * 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(5.12 ; 13.44)cm^2 = 13.44cm^2$$

- **Armatures de coutures**

$$A_{Vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 631.2 * 1000}{400} = 24.3 cm^2$$

NB :

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

- **Armatures horizontales**

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{19.62}{4} = 4.9cm^2$$

$$A_{H RPA} = 0.15\%B = 0.15 \frac{20 * 295}{100} = 8.85cm^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4} ; A_{H RPA}\right) = \max(4.9 ; 8.85) cm^2 = 8.85cm^2$$

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$.

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

- **Selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 631.2 * 1000}{200 * 2655} = 1.66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

- **Selon le BAEL**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{631.2 * 1000}{200 * 2655} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4\right) = \min(2.5; 4) \text{ MPa} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 1.19MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ donc la condition est vérifiée.

- **Vérification à ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15A_s} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2251.3 * 1000}{0.59 * 10^6 + 15 * 30.98 * 100} = 3.54MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ donc CV}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après

Tableau V.43. Ferrailage verticale du voile type 01

Zone	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
Zone I	N_{min}	567.05	2060.55	8053.22	-6131.02	SPC	1.67	1.28	784.77	19.61
	N_{max}	3091.11	-44.312	5087.47	5391.68	SEC	2.95	/	3091.35	0.00
	M_{max}	1145.51	3439.20	13797.44	-9914.36	SPC	1.72	1.23	1222.89	30.57
Zone II	N_{min}	449.66	691.42	3145.66	-1621.39	SPC	1.95	1	162.68	4.07
	N_{max}	1960.41	4.28	3337.48	3307.97	SEC	2.95	/	1960.41	0.00
	M_{max}	991.97	2555.5	10490.84	-7128.23	SPC	1.76	1.19	850.75	21.27
Zone III	N_{min}	127.17	283.59	1193.12	-762.04	SPC	1.8	1.15	87.61	2.19
	N_{max}	1204.06	27.36	2135.09	1946.46	SEC	2.95	/	1204.06	0.00
	M_{max}	690.28	962.43	4487.74	-2147.8	SPC	2	0.95	205.09	5.13

NB : pour le choix des barres, la section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N_{min} ; N_{max} ; M_{max} .

Tableau V.44. Choix des barres verticales du voile type 01

Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} zone courant (cm ²)	Choix des barres /L _t /2nappes					
					St (cm)	Choix	A _{ado} zone d'about (cm ²)	St (cm)	Choix	A _{s totale} > A _{min} (cm ²)
I	30.57	24.3	12.91	15.83	15	14HA12	15.39	7	10HA14	31.23
II	21.27	23.84	12.49	15.83	15	14HA12	11.31	7	10HA12	27.14
III	5.13	16.45	9.98	11.31	15	10HA12	11.31	7	10HA12	22.62

Tableau V.45. Choix des barres horizontales du voile type 01

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
I	7.64	8.85	10HA10	7.85	20
II	5.31	8.85	10HA10	7.85	20
III	1.28	8.85	10HA10	7.85	20

Tableau V.46. Ferrailage verticale du voile type 02

Zone	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm^2)
Zone I	N_{min}	485.49	19.42	1359.38	1068.08	SEC	2	/	485.49	0.00
	N_{max}	1524.98	112.71	4657.78	2967.13	SEC	2	/	1524.98	0.00
	M_{max}	727.69	3002.47	24337.75	- 20699.3	SPC	1.08	0.92	1902.7	47.56
Zone II	N_{min}	296.39	2.90	762.23	719.23	SEC	2	/	296.39	0.00
	N_{max}	1036.66	-24.81	2405.58	2777.73	SEC	2	/	1036.66	0.00
	M_{max}	648.31	947.04	8723.58	- 5482.03	SPC	1.23	0.77	423.12	10.58
Zone III	N_{min}	59.79	-23.15	-24.59	323.54	SPC	0.14	1.86	60.18	1.5
	N_{max}	624.85	-27.44	1356.33	1767.93	SEC	2	/	624.85	0.00
	M_{max}	399.79	394.89	3961.15	-1962.2	SPC	1.34	0.66	130	3.25

Tableau V.47. Choix des barres verticales du voile type 02

Zone	Choix des barres $/L_t/2\text{nappes}$									
	A_v (cm^2)	A_{vj} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{ado} zone courant (cm^2)	S_t (cm)	Choix	A_{ado} zone d'about (cm^2)	S_t (cm)	Choix	$A_{s\text{ totale}} > A_{min}$ (cm^2)
I	47.56	28.21	9.66	24.13	15	12HA16	25.13	7	8HA20	49.26
II	10.58	9.8	8.08	11.31	15	10HA12	9.05	7	8HA12	20.36
III	3.25	7.34	6.93	9.05	15	8HA12	9.05	7	8HA12	18.10

Tableau V.48. Choix des barres horizontales du voile type 02

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
I	11.89	6	12HA12	13.57	15
II	2.64	6	12HA12	13.57	15
III	0.81	6	12HA12	13.57	15

Tableau V.49. Ferrailage verticale du voile type 03

Zone	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm^2)
Zone I	N_{min}	532.19	1438	2180.35	-1136.64	SPC	1.75	3.35	198.7	4.97
	N_{max}	2049.7	-649.01	1260.94	2758.08	SEC	/	5.1	2049.7	0.00
	M_{max}	799.51	14997.93	18082.49	-16514.82	SPC	2.67	2.43	4020.46	100.51
Zone II	N_{min}	355.81	510.35	937.47	-239.81	SPC	4.06	1.04	24.91	4.06
	N_{max}	1726.45	-529.67	1081.67	2303.52	SEC	5.1	/	1726.45	0.00
	M_{max}	668.08	10399.36	12649.62	-11339.67	SPC	2.69	2.41	2733.72	68.34
Zone III	N_{min}	53.39	-23.46	25.28	79.4	SEC	5.1	/	53.39	0.00
	N_{max}	1034.24	-304.68	662.54	1365.38	SPC	5.1	/	1034.24	0.00
	M_{max}	407.27	4341.68	5406.99	-4608.42	SPC	2.75	2.35	1081.45	27.03

Tableau V.50. Choix des barres du voile type 03

Zone	A_v (cm^2)	A_{vj} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{ado} zone courant (cm^2)	Choix des barres $/L_t/2nappes$					
					St (cm)	Choix	A_{ado} zone d'about (cm^2)	St (cm)	Choix	$A_s\text{ totale} > A_{min}$ (cm^2)
I	100.51	62.04	25.51	56.30	15	28HA16	50.27	7	16HA20	106.56
II	68.57	55.3	25.3	43.10	15	28HA14	32.17	7	16HA16	75.27
III	27.03	38.83	24.68	29.41	15	26HA12	9.05	7	16HA12	38.45

Tableau V.51. Choix des barres horizontales du voile type 03

Zone	$A_{H\text{ cal}}/1\text{ml}$ (cm^2)	$A_{H\text{ RPA}}$ (cm^2)	Choix/1ml	$A_{H\text{ adop}}$ (cm^2)	$S_t(\text{cm})$
I	25.12	15.3	18HA14	27.71	12
II	17.14	15.3	12HA14	18.48	20
III	6.75	15.3	12HA12	13.57	20

NB

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.52. Les vérifications de la contrainte de cisaillement

		Vérification de contraintes de cisaillement						
voile	Zone	V(KN)	$\tau_b(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_b(\text{MPa})$	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Type 01	I	631.2	1.66	5	CV	1.18	2.5	CV
	II	619.41	1.63	5	CV	1.16	2.5	CV
	III	427.4	1.12	5	CV	0.8	2.5	CV
Type 02	I	732.79	2.84	5	CV	2.03	2.5	CV
	II	254.71	0.99	5	CV	0.7	2.5	CV
	III	190.85	0.74	5	CV	0.53	2.5	CV
Type 03	I	1611.67	2.45	5	CV	1.75	2.5	CV
	II	1436.5	2.19	5	CV	1.56	2.5	CV
	III	1008.59	1.53	5	CV	1.09	2.5	CV

Tableau V.53. Les vérifications de la contrainte de compression de béton à ELS

		Vérification à l'ELS				
Voile	Zone	$N_s(\text{KN})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Type 01	I	2251.3	31.23	3.53	15	CV
	II	1430.15	27.14	2.26	15	CV
	III	878.73	22.62	1.4	15	CV
Type 02	I	1114.45	49.26	2.35	15	CV
	II	757.9	20.36	1.76	15	CV
	III	457.05	18.10	1.06	15	CV
Type 03	I	1500.84	106.56	1.27	15	CV
	II	1263.63	75.27	1.12	15	CV
	III	757.23	38.45	0.7	15	CV

V.3.7. Schéma de ferrailage

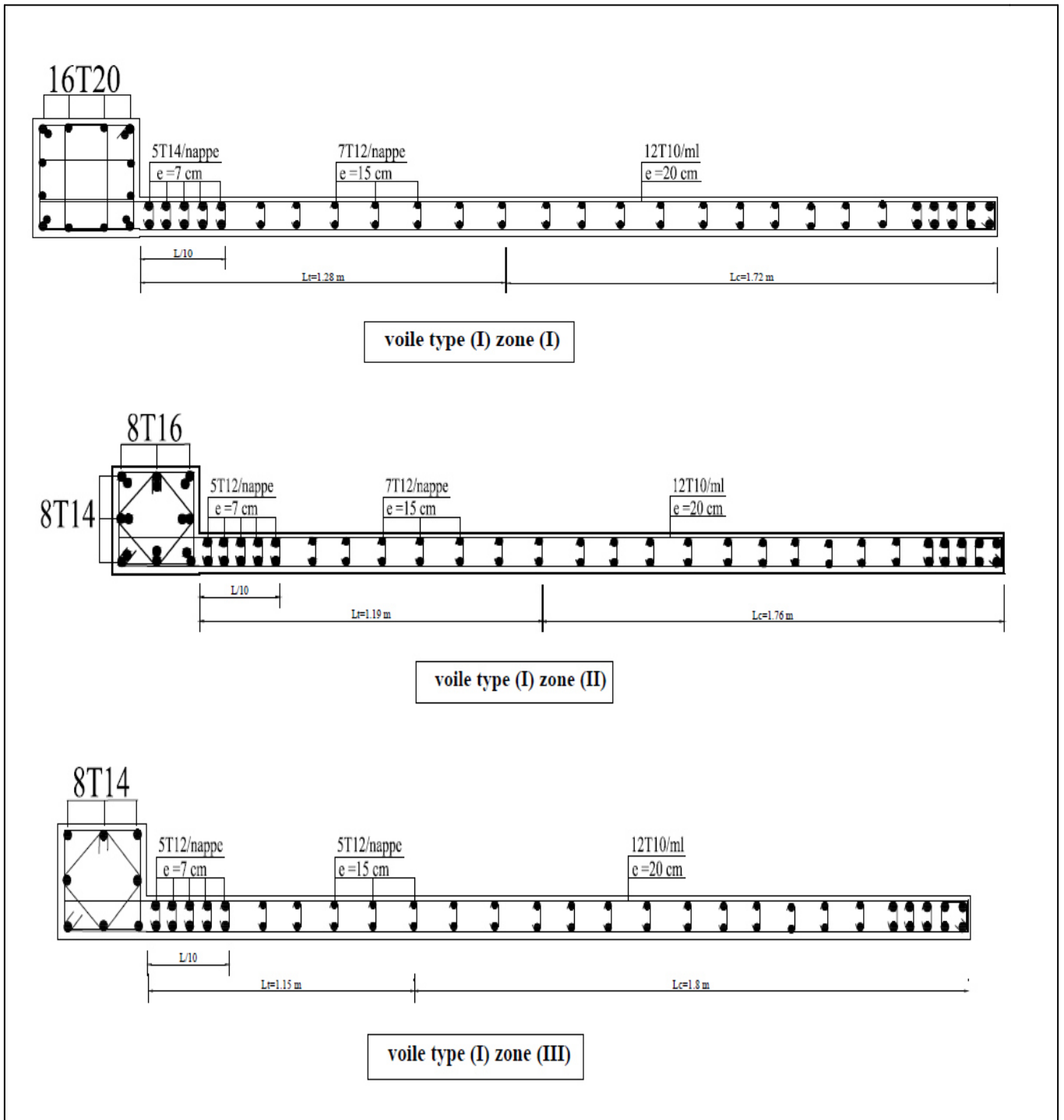


Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile de type 1

VI.1. Etude de l'infrastructure

VI.1.1. Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

VI.1.2 Types de fondations

a) Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

VI.1.3. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donné la valeur 1.8 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1.8 m.

V.1.4. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ des sollicitations dues à la superstructure qui sont

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ **des sollicitations dues au sol qui sont**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais). Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.1.5. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain.
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
- Le coût des fondations : facteur important non décisif.

VI.1.6. Choix de type de fondations

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier.

➤ **les fondations surfaciques ou radier**

Il existe quatre (04) types de radiers

- Le radier dalle pleine (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteau.
- Le radier voute.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.

- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier.

Nous proposons en premier lieu les semelles continues comme solution.

a) Semelles filantes

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$N = N_G + N_Q$$

$$\bar{\sigma}_s = 1.8 \text{ bars, (à une profondeur de 1.8 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Avec :

$$N = \sum N_i \text{ De chaque fil de poteaux et voiles}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

✓ **Calcul des surfaces revenant aux semelles**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les surfaces revenant aux semelles

file	N(KN)	L(m)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
A	531.55	15.5	180	2.953	0.19
B	2773.48	18.75	180	15.408	0.82
C	4195.16	18.75	180	23.306	1.24
D	3642.93	18.75	180	20.239	1.08
E	3577.97	18.75	180	19.878	1.06
F	3074.48	18.75	180	17.080	0.91
G	2989.66	18.75	180	16.609	0.89
H	526.39	15.5	180	2.924	0.19
1	865.54	26.6	180	4.809	0.18
2	4854.70	26.6	180	26.971	1.01
3	3974.35	26.6	180	22.079	0.83
4	6859.76	26.6	180	38.109	1.43
5	3878.03	26.6	180	21.545	0.81
6	983.53	21.40	180	5.464	0.26

On a :

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = 237.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 481.85 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} = 0.5 = 0.5$$

✓ **Conclusion**

La surface totale des semelles égale 50 % de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le 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.

a) Epaisseur du radier

- **condition de rigidité**

$$L_e \geq \frac{2 * L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : Longueur élastique (hauteur du libage).

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité (E = 32164.19 KN/m).

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol (K= 40000 KN/m³ : Sol de densité moyenne).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad \text{avec :} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{donc : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K \cdot L_{max}^4}{E\pi^4}}$$

On a

$$L_{max} = 5.1 \text{ m} ; E = 32164.19 \text{ KN/m} ; K = 40000 \text{ KN/m}^3 ; h_r \geq 0.75 \text{ m.}$$

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5.1 \text{ m}$$

D'où

$$63.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 102 \text{ cm.}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 75 \text{ cm} = 0.75 \text{ m.}$$

- **Condition de coffrage**

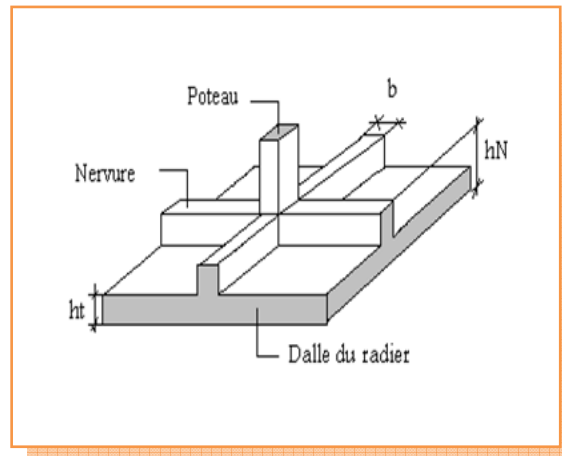


Figure VI.1. Schéma de radier

- **Pour la nervure**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad h_p = 75 \text{ cm}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad b_p = 50 \text{ cm}$$

- Pour la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad h_t = 40 \text{ cm}$$

On adopte un radier nervuré de dimensions :

Tableau VI.2. Dimension du radier nervuré

	h (cm)
La dalle	40
La nervure	75

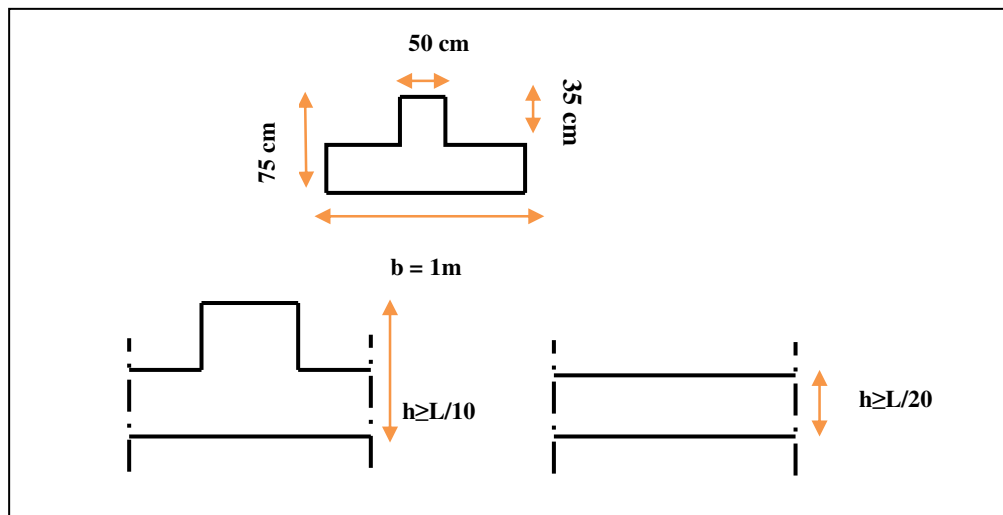


Figure VI.2. Dimension du radier nervuré

b) Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \qquad S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars} = 180 \text{ KN/m}^2.$$

$$N = 57055.7 \text{ KN/m}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 481.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{57055.7}{180} = 316.97 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 498.75 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum.

c) Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte un débord de :

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = 316.97 + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = D * P$$

Avec:

$$P = \text{périmètre de l'immeuble} = 90.7 \text{ m}$$

$$S_{\text{débord}} = 0.4 \times 90.7 = 36.28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 316.97 + 36.28 = 353.25 \text{ m}^2$$

d) Détermination des efforts

- **Détermination des charges et des surcharges**

- **Superstructure :** $G = 35205.63 \text{ KN}$; $Q = 6352.07 \text{ KN}$

- **Infrastructure :**

- **Poids du radier**

$$G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$= (353.25 \times 0.4 \times 25) + (0.5 \times 0.75 \times 25 \times 297.9) = 6325.31 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} = 6325.31 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 35205.63 + 6325.31 = 41530.94 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = 41530.94 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 6352.07 \text{ KN}$$

- **Sollicitations**

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 65594.87 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 47883.01 \text{ KN}$$

e) **Caractéristiques géométrique du radier**

- **Détermination du centre de gravite du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = 13.3m$$

$$Y_G = 9.1m$$

- **Moment d'inertie**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i)

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$I_{XX} = 13546.283 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 26964.842 \text{ m}^4$$

- **Centre de masse de la structure**

$$X_G = 13.315 \text{ m.}$$

$$Y_G = 9.339 \text{ m.}$$

- **Inertie de la structure**

$$I_{XX} = 13546.283 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 26964.842 \text{ m}^4$$

f) 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 de longueur $L=2.95m$.

$$N_u = 6156.98 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

Avec :

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

a : l'épaisseur du voile.

b : la longueur du voile.

$$\mu_c = 2(a + b + 2 * h) = (0.2 + 2.95 + 2 * 0.75) = 9.3 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 * \mu_c * \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{6156.98 * 1000}{0.045 * 9300 * \left(\frac{25}{1.5}\right)} = 0.88 \text{ m}$$

$$h = 0.88 \text{ m} > h_{\text{rad}} = 0.75 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier $h_r = 0.75\text{m}$. Il n'est pas vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement donc on augmente l'épaisseur du radier à 90cm.

- **Pour les poteaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1843.77 \text{ KN} \\ \mu_c = 2. (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2. (0.4 + 0.4 + 2 \times 0.75) = 4.6\text{m} \end{array} \right.$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 * \mu_c * \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{1843.77 * 1000}{0.045 * 4600 * \left(\frac{25}{1.5}\right)} = 0.53 \text{ m}$$

$$h = 0.53 < h_{\text{rad}} = 0.75 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier $h_r = 0.75 \text{ m}$. Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

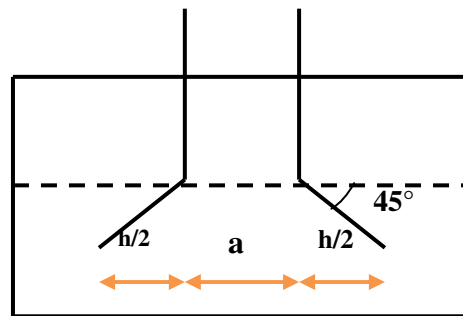


Figure VI.3. Schéma de transmission des charges

- **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 :

$$W \geq F_s * \gamma * Z * S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 6325.31 + 32328,4028 = 38653.71 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 8.04 m).

S : surface du radier (S = 353.25 m).

$$Fs. \gamma. Z. S = 1, 5 \times 10 \times 8.04 \times 353.25 = 42601.95 \text{ KN}$$

Donc: W = 38653.71 KN < Fs. γ . Z. S = 42601.95 KN Condition non 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h = 0.675m \quad ; \quad b = 1m$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.30m.

$$N_u = 65594.87 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{65594.87 \times 5100 \times 1.5 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 353.25 \times 10^6 \times 0.07 \times 25} = 0.45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$V_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u * b * L_{max}}{S_{rad} * 2} = \frac{65594.87 * 1 * 5.1}{353.25 * 2} = 473.5 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{473.5 * 1000}{1000 * 675} = 0.701 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \quad \text{condition vérifier}$$

✓ **Conclusion**

L'épaisseur du radier qui vérifie toute les conditions est : $h = 0.9 \text{ m}$.

• **Vérification de la contrainte normale**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

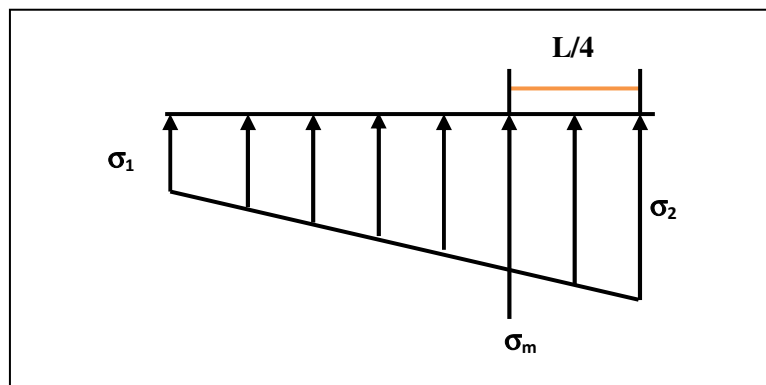


Figure VI.4. Diagramme des contraintes

Tableau VI.3. Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	47883.01	47883.01	65594.87	65594.87
e(m)	0.015	0.239	0.015	0.239
S (m²)	353.25	353.25	353.25	353.25
M (KN.m)	718.24	11444.04	983.92	15677.17
V (m)	13.3	9.1	13.3	9.1
I (m⁴)	13546.283	26964.842	13546.283	26964.842
σ_1(MPa)	0.136	0.139	0.187	0.191
σ_2 (KN/m²)	0.135	0.032	0.185	0.180
σ_{moy} (KN/m²)	0.135	0.137	0.186	0.188
σ_{adm} (MPa)	0.27	0.27	0.27	0.27
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 $h = 8.04m$

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.4. Vérification de renversement

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	27662.11	27662.11
S (m ²)	353.25	353.5
M (KN.m)	328975.95	304643.87
V (m)	13.3	9.1
I (m ⁴)	13546.283	26964.842
σ_1 (MPa)	0.401	0.181
σ_2 (MPa)	-0.244	-0.024
σ_{moy} (MPa)	0.239	0.129
σ_{adm} (MPa)	0.27	0.27
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 : $M_x = 39988.86 \text{ KN.m}$

$$M_y = 44841.87 \text{ KN.m}$$

N : charge verticale permanente : $N = 40926.47 \text{ KN}$

- Sens longitudinal

$$e_x = 0.97 \text{ m} < \frac{L_{x \text{ max}}}{4} = \frac{26.6}{4} = 6.65 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sens transversal

$$e_y = 1.09 \text{ m} < \frac{L_{y \text{ max}}}{4} = \frac{18.75}{4} = 4.68 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

- Vérification de soulèvement (G+Q+ E)

Tableau VI.5. Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	40926.47	40926.47
S (m²)	353.25	353.25
M (KN.m)	505619.74	427941.71
V (m)	13.3	9.1
I (m⁴)	13546.283	26964.842
σ_1 (MPa)	0.412	0.26
σ_2 (KN/m²)	-0.380	-0.028
σ_{moy} (KN/m²)	0.214	0.188
σ_{adm} (MPa)	0.27	0.27
Vérification	C.V	C.V

VI.1.7. 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.1.7.1. 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: $0 \leq \rho \leq 0.4$** la dalle porte sur un seul sens.

$$M_{0x} = \frac{qL_x}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$** la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x * q * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

Avec :

$$\rho = L_x / L_y$$

$$L_x \leq L_y$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité.

$$L_x = 4.8 \text{ m} ; \quad L_y = 5.1 \text{ m}.$$

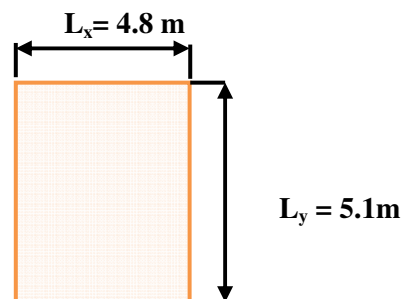


Figure VI.5. Le panneau le plus sollicité

AN:

$$\rho = \frac{4.8}{5.1} = 0.94$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Pour les panneaux de rive

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0,3.M_x$; $M_{ay}=0,3.M_y$)

- Pour les panneaux intermédiaires

Moment en travée : ($M_{tx}=0,75.M_x$; $M_{ty}=0,75.M_x$)

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:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

- Les sollicitations

- ELU : $v = 0$

$$q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{65594.87}{353.25} = 185.69 \text{ KN/m}^2$$

- ELS : $v = 0.2$

$$q_s = \frac{N_u}{s} = \frac{47883.01}{353.25} = 135.55 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments : ELU : $v = 0$

Tableau VI.6. Les moments de la dalle à L'ELU

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
P	4.8	5.1	0.94	0.0419	0.864	179.26	154.88

- ELS: $v = 0.2$

Tableau VI.7. Les moments de la dalle à L'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
P	4.8	5.1	0.94	0.0491	0.906	153.34	138.92

- **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale**

- **Sens XX**

$$A_{min} = 6h_0 \quad \text{si } f_e E500$$

$$A_{min} = 8h_0 \quad \text{si } f_e E400$$

$$A_{min} = 12h_0 \quad \text{autres cas.}$$

- **Sens YY**

$$A_{xmin} = \frac{3 - \rho}{2} A_{Ymin}$$

- **Espacement maximal**

$$S_{tx} \leq \text{Min} (33 \text{ cm}, 3hr) \quad \Longrightarrow \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \text{min} (45 \text{ cm}, 4hr) \quad \Longrightarrow \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures**

Tableau VI.8. Calcul des armatures de la dalle à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U(KN.m)	134.45	89.63	116.16	77.44
As' (cm²/ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²/ml)	11.15	7.33	9.58	6.31
As_{min} (cm²/ml)	3.30	3.30	3.20	3.20
Choix des barres/ml	6HA16	5HA14	5HA16	5HA14
As_{adopté} (cm²/ml)	12.06	7.7	10.05	7.7
Espacement (cm)	15	20	20	20

VI.1.7.2. 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.

$h=0,4$ m, $b=1$ m, $d=0,9h=36$ cm

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

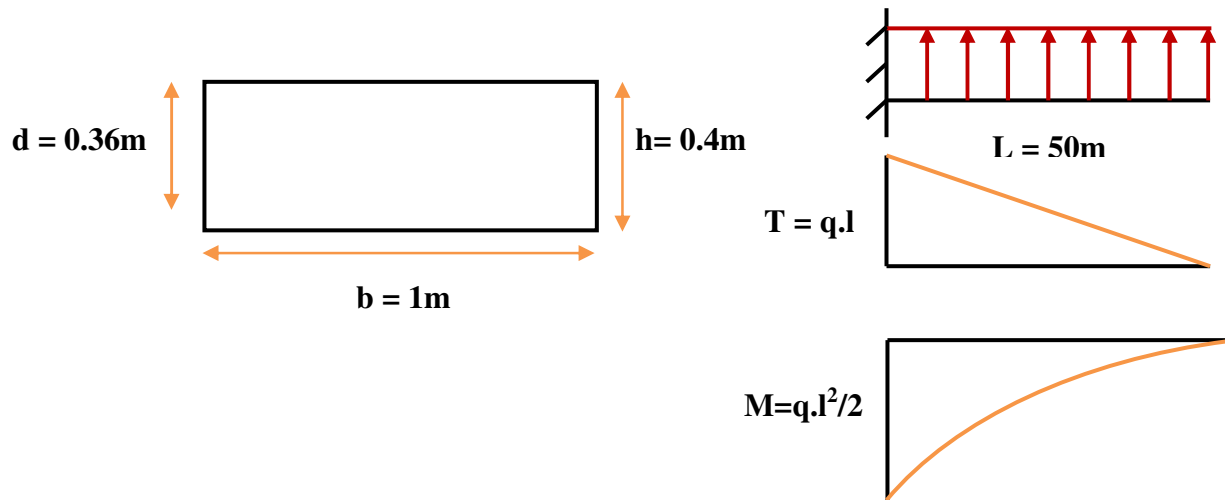


Figure VI.6. Présentation schématique de débord

• **L'ELU**

$$M_{\max} = \frac{q_u * L^2}{2} = \frac{185.69 * (0.5)^2}{2} = 23.21 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.9. Ferrailage de débord du radier

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
23.21	0.36	0.013	0.358	1.86	4.34	7.7	5HA14	20

NB : le ferrailage du débord est un prolongement de celui du radier.

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 h_r = 0,36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{185,69 * 0,5}{2} = 46,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46,42 * 1000}{1000 * 360} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_{bc} = KY$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

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

Tableau VI.10. Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Travée sens XX	115.13	12.06	155570.06	9.6	0.074	7.1	15	C.V
Appuis sens XX	76.75	7.7	107622.27	7.96	0.071	5.68	15	C.V
Travée sens YY	104.77	10.05	134208.71	8.91	0.078	6.97	15	C.V
Appuis sens YY	69.84	7.7	107622.27	7.96	0.065	5.18	15	C.V
Débord	16.94	7.7	107622.27	7.96	0.015	1.25	15	C.V

VI.1.7.3. Schéma de ferrailage du radier

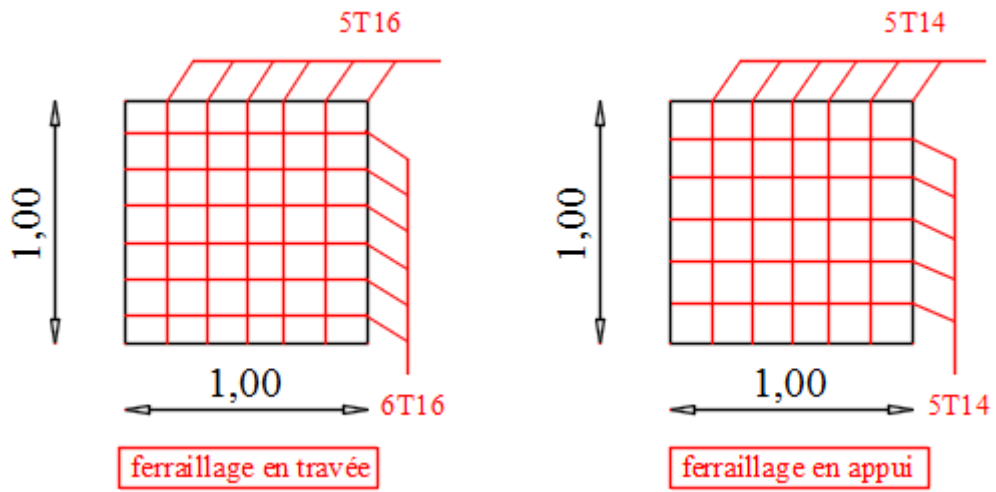


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du radier

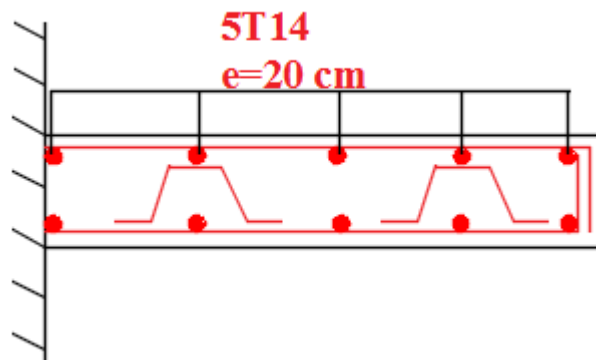


Figure VI.8. Schéma de ferrailage de débord

VI.1.7.4. Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$h_t = 75 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 40 cm.

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file (4) dans le sens XX et la file (C) dans le sens YY.

- **Transmission des charges des dalles aux poutres**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand côté.

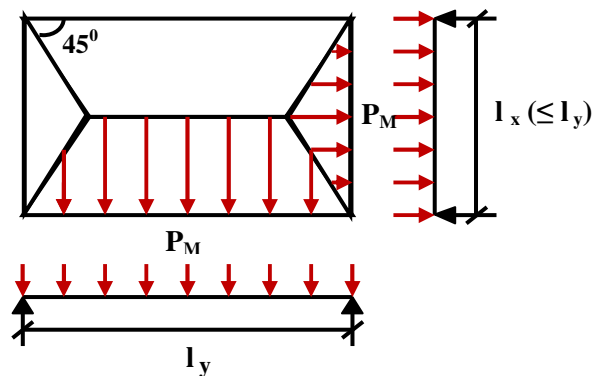


Figure VI.9. Schéma de transmission des charges des dalles aux nervures

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Tableau VI.11. Moment fléchissant des charges des dalles aux nervures

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_X}{2}$	$\frac{PL_X}{3}$

- **Remarque**

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

- **A l'ELU**

- **Sens X-X**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file (4)

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau VI.12. Les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens X-X

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A-B	0.68	0.51	185.69	160.93	255.82	416.75
B-C	0.79	0.94	185.69	314.40	297.10	611.50
C-D	0.90	0.82	185.69	302.55	259.97	562.51
D-E	0.94	0.70	185.69	222.83	222.83	445.66
E-F	0.90	0.82	185.69	302.55	259.97	562.51
F-G	0.79	0.94	185.69	314.40	297.10	611.50
G-H	0.68	0.51	185.69	160.93	255.82	416.73

- **Sens Y-Y**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file (C)

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.13. Les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELU dans le sens Y-Y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.77	0.67	185.69	201.16	201.16	402.32
2-3	0.82	0.94	185.69	367.38	222.70	590.08
3-4	0.90	0.79	185.69	235.20	235.21	470.4
4-5	0.64	0.56	185.69	167.12	167.12	334.24
5-6	0.92	0.81	185.69	241.40	241.40	482.80

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant:

- Sens x-x

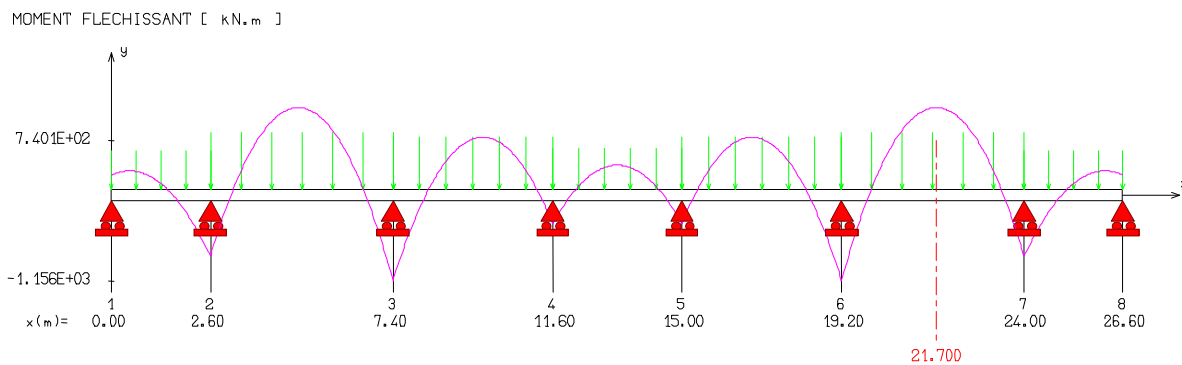


Figure VI.10. Diagramme des moments dans le sens x-x à l'ELU

- Sens y-y

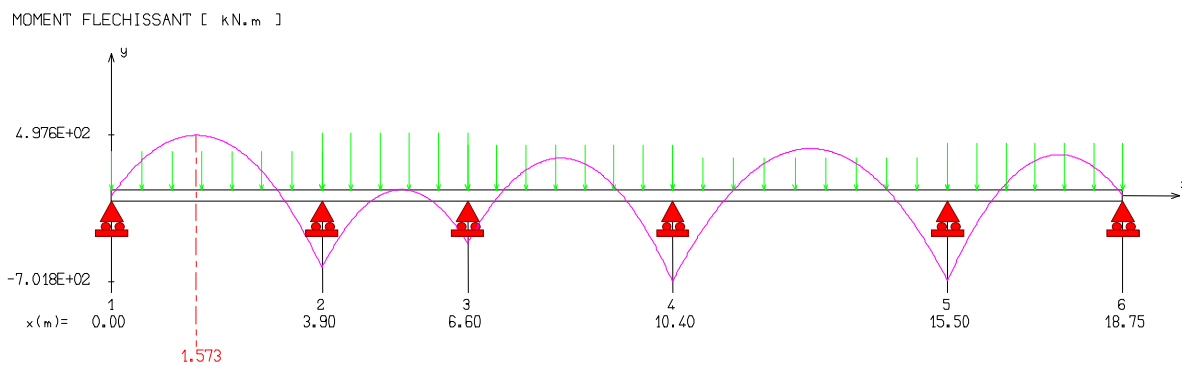


Figure VI.11. Diagramme des moments dans le sens y-y à l'ELU

- **Dimensionnement des nervures :** La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

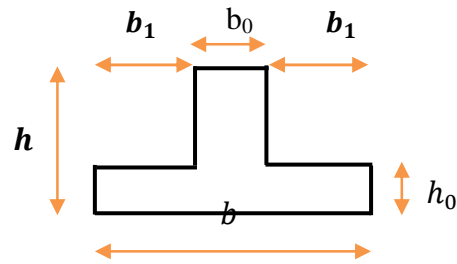


Figure VI.12. Dimensions de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$$

$$\frac{L_x}{2} = \frac{480}{2} = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{L_y}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 40 \text{ cm}$.

On déduit $b = 130 \text{ cm}$.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12,71 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple

On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0,9 \cdot h = 81 \text{ cm} ; \quad C = 3 \text{ cm} ; \quad h = 90 \text{ cm}.$$

$$M_{tu} = b \cdot h \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 1300 \cdot 900 \cdot 14,17 \left(810 - \frac{900}{2} \right) = 5968,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 5968,4 > M_u = 740,1 \text{ KN.m} \text{ donc le calcul se fera pour une section rectangulaire.}$$

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

- Sens X-X

Tableau VI.14. Le ferrailage de la nervure dans le sens x-x

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	-1156	43.18	12.71	4HA25+8HA20	44.77
Travée	740.1	27.11	12.71	4HA25+4HA16	27.68

- Sens Y-Y

Tableau VI.15. Le ferrailage de la nervure dans le sens y-y

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	-701.8	25.66	12.75	4HA25+4HA14	25.79
Travée	497.6	18.03	12.75	4HA25	19.63

- Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{25}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm = 0.833cm$$

On choisie 2cadre de □8

- Espacement minimal

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003

- En zone nodale et en travée

$$S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(18.75, 30) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale

$$S_t \leq h/2 = 37.5cm$$

On prend :

- En zone nodale et en travée : **S_t =15cm**

- En dehors de la zone nodale (zone courante) : **S_t =20cm**

- **Vérification**

- **A l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \quad A_{\min} = 12.75 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **Sens X-X**

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$V_u = 1523 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1523 * 1000}{1300 * 810} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Sens Y-Y**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

On a :

$$V_u = 999.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{999.2 * 1000}{1300 * 810} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- A l'ELS
- Sens X-X

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.16. Les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELS dans le sens XX

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.68	0.51	135.55	117.47	117.47	234.94
B-C	0.79	0.94	135.55	203.96	216.88	420.84
C-D	0.90	0.82	135.55	188	189.77	377.77
D-E	0.94	0.70	135.55	162.66	162.66	325.32
E-F	0.90	0.82	135.55	188	189.77	377.77
F-G	0.79	0.94	135.55	203.96	216.88	420.84
G-H	0.68	0.51	135.55	117.47	117.47	234.94

- Sens Y-Y

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file (C).

Tableau VI.17. Les charges de la poutre la plus sollicitée à l'ELS dans le sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.77	0.67	135.55	146.84	146.84	293.68
2-3	0.82	0.94	135.55	252.4	200.81	453.21
3-4	0.90	0.79	135.55	171.69	171.69	343.38
4-5	0.64	0.56	135.55	121.99	121.99	243.98
5-6	0.92	0.81	135.55	176.21	176.21	352.42

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

- Sens x-x

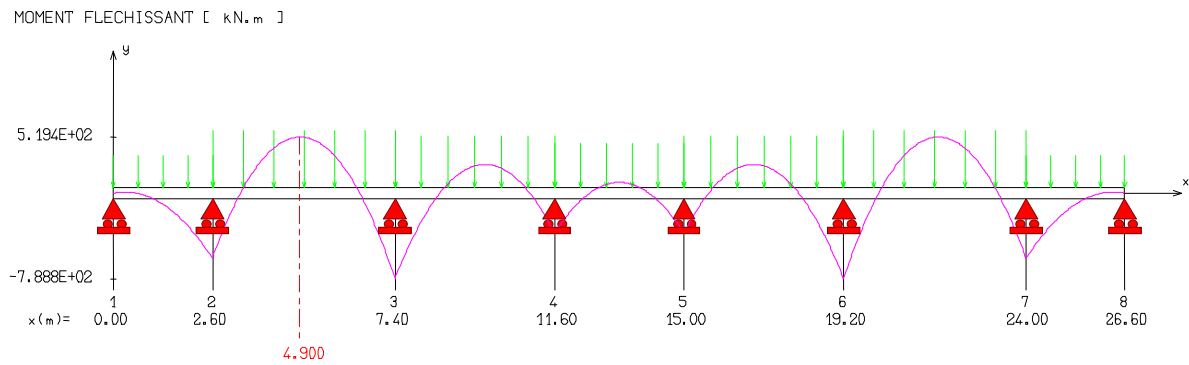


Figure VI.13. Diagramme des moments dans le sens x-x à l'ELS

- Sens y-y

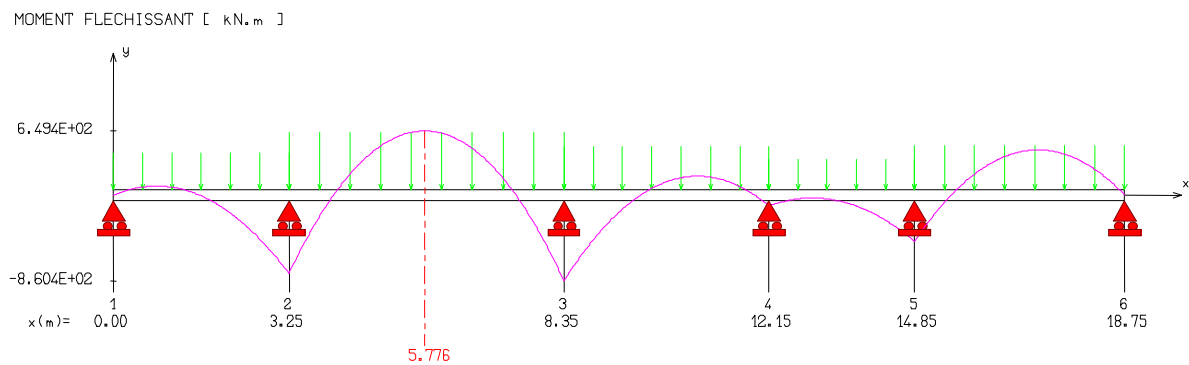


Figure VI.14. Diagramme des moments dans le sens y-y à l'ELS

- **Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

- Sens X-X

Tableau VI.18. Vérification de contraintes de béton dans le sens x-x

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-788.8	14.20	3.24	15	C.V
Travée	519.4	14.20	1.54	15	C.V

- Sens Y-Y

Tableau VI.19. Vérification de contraintes de béton dans le sens y-y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-860.4	16.08	3.39	15	C.V
Travée	649.4	14.20	2.64	15	C.V

- Etat limite d'ouverture des fissures

Il faut que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = 15(d - y)$

- Sens X-X

Tableau VI.20. Vérification de contraintes d'ouverture de la fissure dans le sens x-x

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	-860.4	14.20	197.65	201.63	C.V
Travée	519.4	14.20	94.22	201.63	C.V

- Sens Y-Y

Tableau VI.21. Vérification de contraintes d'ouverture de la fissure dans le sens y-y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	253.22	16.08	193.03	201.63	C.V
Travée	649.4	14.20	161.05	201.63	C.V

- **Vérification La flèche : (Art B.6.5,1) BAEL91/99**

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur de la section ($h=0.9$ m)

l : La portée entre nus d'appuis ($l=5.1$ m).

M_t : moment maximum en travée : $M_{t \text{ ser}} = 649.4$ KN.m

M_0 : moment isostatique : $M_{0 \text{ ser}} =$ KN.m

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier (400MPa)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{90}{510} = 0.176 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.88}{1300 * 91} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{90}{510} = 0.176 \geq \frac{253.22}{10 * 649.4} = 0.038 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.7.5. Schéma de ferrailage de la nervure

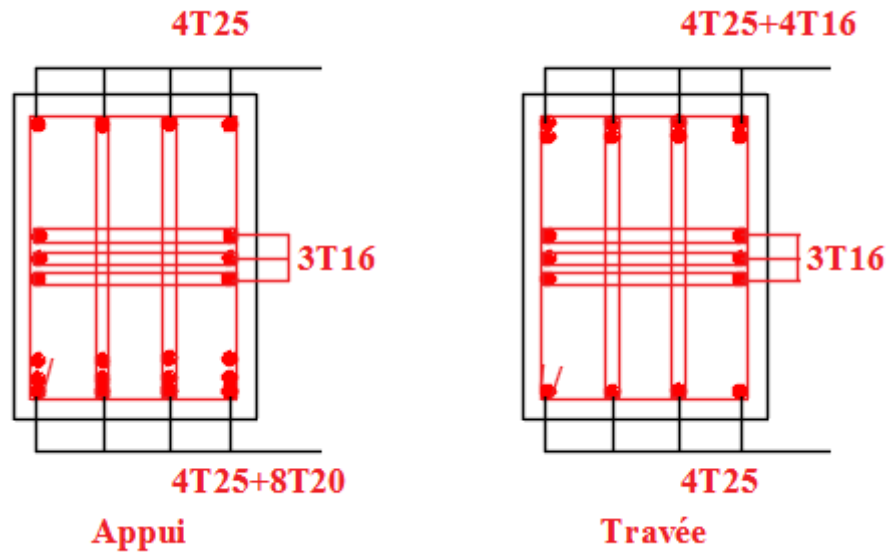


Figure VI .15. Schéma de ferrailage de la nervure sens XX

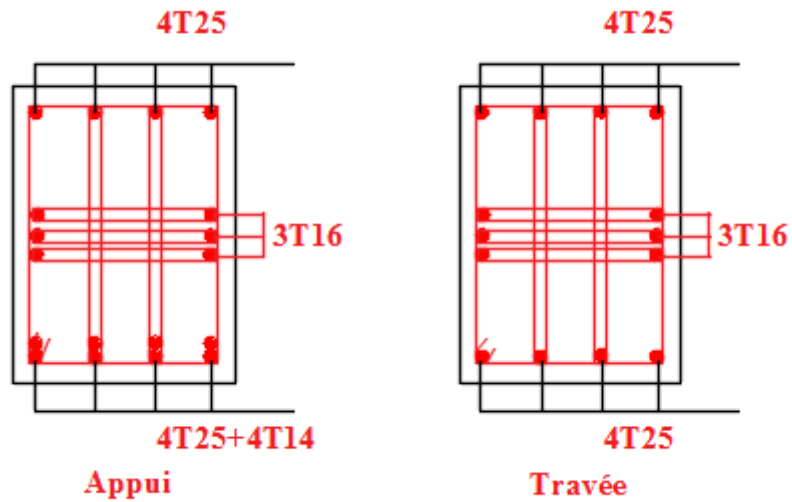


Figure VI .16. Schéma de ferrailage de la nervure sens YY

VI.2. Calcul de voile périphérique

VI.2.1: Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 %B dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de 40Φ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VI.2.2. Dimensionnement du voile

Dans notre cas, nous avons deux voiles périphériques. Le schéma statique se présente comme suit :

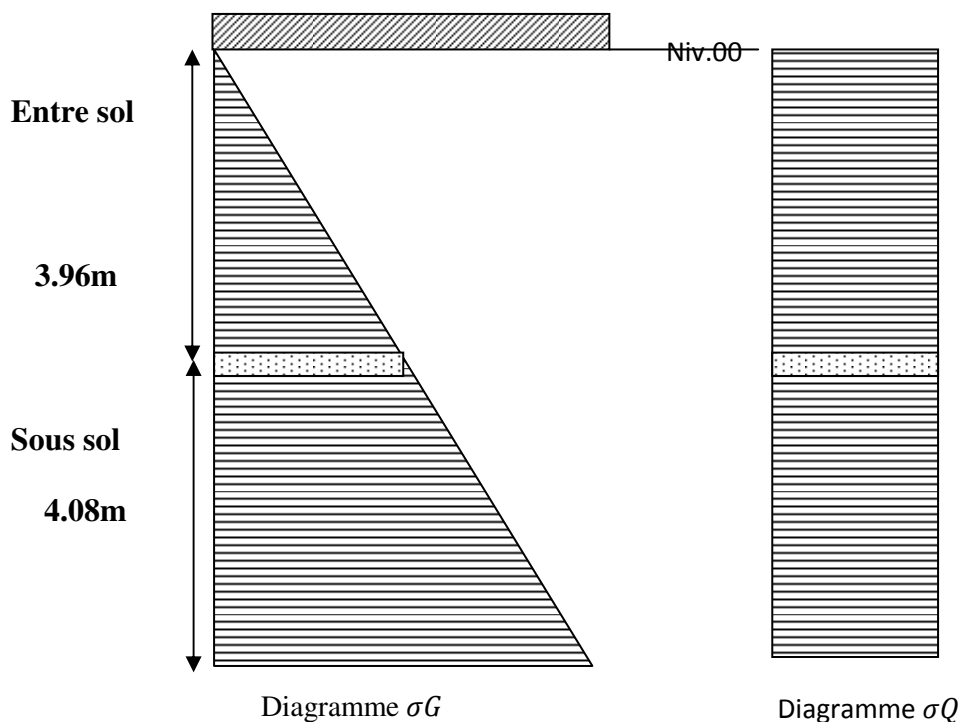


Figure VI.17. Diagramme des contraintes sur voile périphérique (entre sol et sous sol)

On considère le voile périphérique de dimensions suivantes :

- La hauteur $h = 4.08$ m.
- La longueur $L = 5.1$ m
- L'épaisseur $e = 20$ cm.

VI.2.3 : Caractéristiques du sol : D'après le rapport de sol :

- Le poids spécifique $\gamma = 20$ KN/m³.
- L'angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.
- La cohésion $c = 4.3$ KN/m²

VI.2.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à

- **La poussé des terres**

$$G = h * \gamma * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

AN :

$$G = 8.04 * 20 * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) - 2 * 4.3 * tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right)$$

$$G = 67.36 \text{KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle** : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

AN :

$$Q = 10 * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right)$$

$$Q = 4.55 \text{KN/m}^2$$

VI.2.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis en flexion simple, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- Ferrailage à ELU

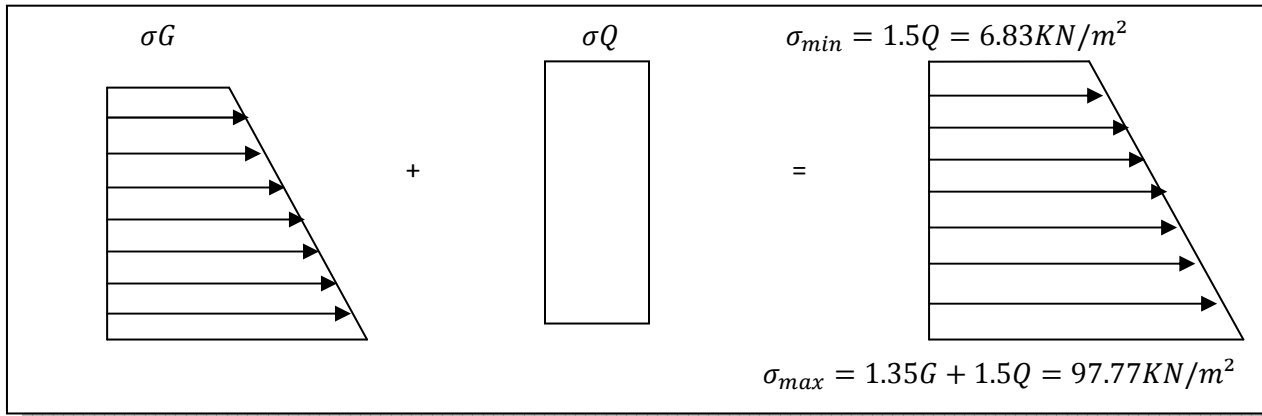


Figure VI.18. Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 97.77 + 6.83}{4} = 75.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 75.04 * 1 \text{ ml} = 75.04 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4.8 \text{ m}$$

$$L_y = 5.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.8}{5.1} = 0.94 > 0.4 \text{ donc la dalle est portée dans les deux sens.}$$

Les moments isostatiques de la dalle M_{ox} et M_{oy} sont déterminés au centre des deux bandes de 1m de largeur, leur expression est donnée comme suit:

$$M_{OX} = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_{OY} = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec:

$$P = q * L_x * L_y$$

Pour le coefficient de poisson, on a $\nu = 0.2$ pour les états limites de services (ELS) et $\nu = 0$ pour les états limites ultimes (ELU).

M_1 et M_2 sont données par les abaques (table de Pigeaud):

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ on lit } M_1$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} \text{ on lit } M_2$$

AN:

$$\rho = \frac{4.8}{5.1} = 0.94$$

Par interpolation entre les valeurs suivantes:

	$\rho = 0.9$	$\rho = 0.94$	$\rho = 1$
M_1	0.0410	M_1	0.037

On trouve: $M_1 = 0.0394$

$$\rho = \frac{5.1}{4.8} = 1.06$$

Par interpolation entre les valeurs suivantes:

	$\rho = 1$	$\rho = 1.06$	$\rho = 1.1$
M_2	0.0370	M_2	0.0325

On trouve: $M_2 = 0.0343$

- Calcul des moments

- ELU : $\nu = 0$

$$M_{0x} = M_1P = 0.0394 * 75.04 * 5.1 * 4.8 = 72.38KN.m$$

$$M_{0y} = M_2P = 0.0343 * 75.04 * 5.1 * 4.8 = 63KN.m$$

Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 * 72.38 = 61.52KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 * 63 = 53.55KN.m$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0.3 * 72.38 = 21.71KN.m$$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.3 * 63 = 18.9KN.m$$

- Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple avec une section $(b*h) = (100*20) \text{ cm}^2$.

Le tableau suivant récapitule les résultants trouvés:

Tableau VI.22. Ferrailage du voile périphérique

sens	zone	M_u KN.m	μ	$\mu l =$ 0.392	A'_s cm^2	Z(mm)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{s\ ado}$ (cm^2)	S_t (cm)
XX	Appuis	21.71	0.047	$\mu <$ μl	0	175.63	3.55	1.63	4HA12 4.52 cm^2	25
	Travée	61.52	0.133	$\mu <$ μl	0	167	10.58	1.63	10HA12 11.31 cm^2	10
YY	Appuis	18.9	0.041	$\mu <$ μl	0	176.21	3.08	1.63	4HA12 4.52 cm^2	25
	Travée	53.55	0.116	$\mu <$ μl	0	168.8	9.11	1.63	10HA12 11.31 cm^2	10

- **Vérification à ELS : $\nu = 0.2$**

$$\sigma_{min} = 1 * Q = 1 * 4.55 = 4.55KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1 * G = 67.36KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{min} + \sigma_{max} = 4.55 + 67.36 = 71.91KN/m^2$$

$$M_{OX} = (M_1 + \nu M_2)P = (0.0394 + 0.2 * 0.0343) * 71.91 * 5.1 * 4.8 = 81.43KN.m$$

$$M_{OY} = (M_2 + \nu M_1)P = (0.0343 + 0.2 * 0.0394) * 71.91 * 5.1 * 4.8 = 74.25KN.m$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_{OX} = 0.85 * 81.43 = 69.22KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_{OY} = 0.85 * 74.25 = 63.11KN.m$$

Moment en appui

$$M_{ax} = 0.3M_{OX} = 0.3 * 81.43 = 24.43KN.m$$

$$M_{ay} = 0.3M_{OY} = 0.3 * 74.25 = 22.28KN.m$$

- **Vérification de section d'armatures minimales**

- Selon le **BAEL91**

$$A_{min} = 0.08\% * b * h = 1.6cm^2 < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Selon le **RPA99** :

$$A_{min} = 0.1\% * b * h = 2 cm^2 < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Verification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que (BAEL91): $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \overline{\tau_u}$

$$V_u = \frac{q_u}{2} * l = \frac{75.04 * 5.1}{2} = 191.35KN$$

$$\tau_u = \frac{191.35 * 1000}{1000 * 135} = 1.42MPa$$

La fissuration est considérée préjudiciable donc

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

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad CV$$

- **Verifications des contraintes à ELS**

Dans le béton : on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Tableau VI.23. Tableau récapitulatif de vérification des contraintes dans le béton

sens	zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
XX	Appuis	24.43	4.52	4.26	15376.64	0.158	6.76	15	CV
	Travée	69.22	11.31	6.11	31584.58	0.219	13.4	15	CV
YY	Appuis	22.28	4.52	4.26	15376.64	0.144	6.17	15	CV
	Travée	63.11	11.31	6.11	31584.58	0.199	12.22	15	CV

- Dans l'acier : on doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right); \eta = 1.6 \text{ (HA } \phi > 6\text{mm}; f_e = 400\text{MPa)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.67; 202) \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

Tableau VI.24. Tableau récapitulatif de vérification des contraintes dans l'acier

sens	zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
XX	Appuis	24.43	4.52	4.26	15376.64	0.158	327.38	202	CNV
	Travée	69.22	11.31	6.11	31584.58	0.219	390.58	202	CNV
YY	Appuis	22.28	4.52	4.26	15376.64	0.144	298.57	202	CNV
	Travée	63.11	11.31	6.11	31584.58	0.199	356.11	202	CNV

D'après les résultats trouvés on voit bien que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$, dans ce cas il ya risque de fissuration. ELS d'ouverture de fissure est dépassé donc pour éviter la fissuration on calcule une nouvelle section d'armatures.

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b * d$$

Avec :

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right) rad$$

$$\cos\varphi = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}} \quad ; \quad \lambda = 1 + \mu \quad ; \quad \mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s}$$

Exemple de calcul

$$\mu = \frac{30 * 24.43 * 10^6}{1000 * (180)^2 * 202} = 0.112$$

$$\lambda = 1 + 0.112 = 1.112$$

$$\cos\varphi = \frac{1}{1.112\sqrt{1.112}} = 0.85 \quad ; \quad \varphi = 0.55 rad$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{1.112} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{0.55}{3}\right) rad \quad ; \quad \alpha = 0.29$$

$$A_s = \frac{0.29^2}{30(1 - 0.29)} * 100 * 18 \quad ; \quad A_s = 7.1 cm^2$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

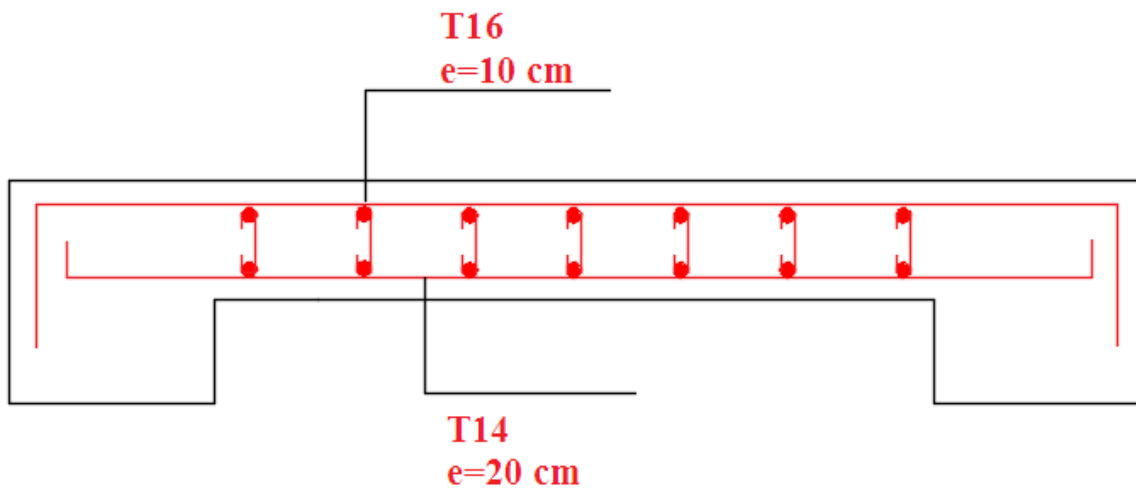
Tableau VI.25. Tableau récapitulatif des nouvelles sections d'armatures

Sens	Zone	M_{ser} (KN.m)	μ	λ	$cos\varphi$ (rad)	φ	α	A_s (cm^2)
XX	Appuis	24.43	0.112	1.112	0.85	0.55	0.29	7.1
	Travée	69.22	0.317	1.317	0.661	0.84	0.44	21.76
YY	Appuis	22.28	0.102	1.102	0.864	0.52	0.27	6.53
	Travée	63.11	0.289	1.289	0.683	0.81	0.43	19.71

Tableau VI.26. Tableau récapitulatif de choix des barres

Sens	Zone	A_s (cm^2)	Choix des barres	A_s adopté (cm^2)	S_t cm
XX	Appuis	7.1	5HA14	7.7	20
	Travée	21.76	11HA16	22.12	10
YY	Appuis	6.53	11HA14	16.93	10
	Travée	19.71	11HA16	22.12	10

V.2.6. Schéma de ferrailage de voile périphérique

**Figure.VI.19. Schéma de ferrailage (coupe transversale) du voile périphérique**

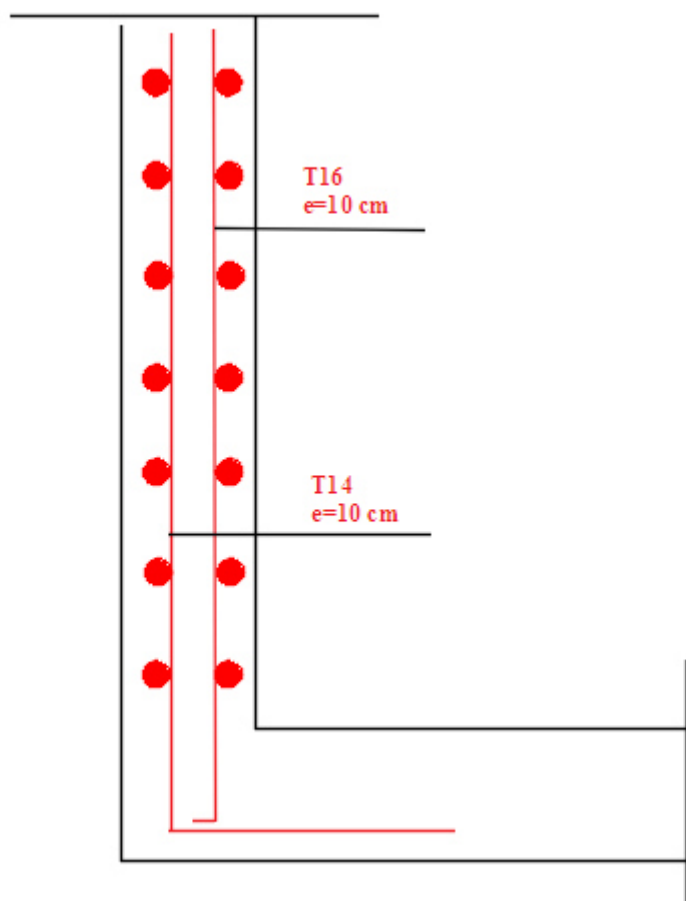


Figure.VI.20. Schéma de ferrailage (coupe longitudinale) du voile périphérique

I.1. Introduction

La hauteur et la masse d'un ouvrage ont une grande influence sur le comportement dynamique des structures en cas de séismes.

En effet, une structure de grande hauteur aura une période plus longue. Une structure de petite hauteur aura une période plus courte. [4]

La nature du sol influe aussi sur les structures de bâtiments selon que le sol soit souple ou dur sur plusieurs mètres de profondeur :

En cas de séisme, lorsque les mouvements du sol sont lents, les structures de grandes hauteurs vont rentrer en résonance. A l'inverse, lorsque les mouvements du sol sont rapides, les structures de petites hauteurs vont rentrer en résonance.

Le phénomène de résonance intervient lorsque, la fréquence propre du bâtiment coïncide avec celle du sol (séisme).

I.2. Les principaux paramètres influençant le comportement dynamique d'une structure

a) Influence de la hauteur

Lors d'un séisme, les structures vont avoir tendance à se comporter, d'une certaine manière, comme des oscillateurs [6]. Rappelons quelques notions sur les oscillations, prenons pour cela l'exemple du pendule simple.

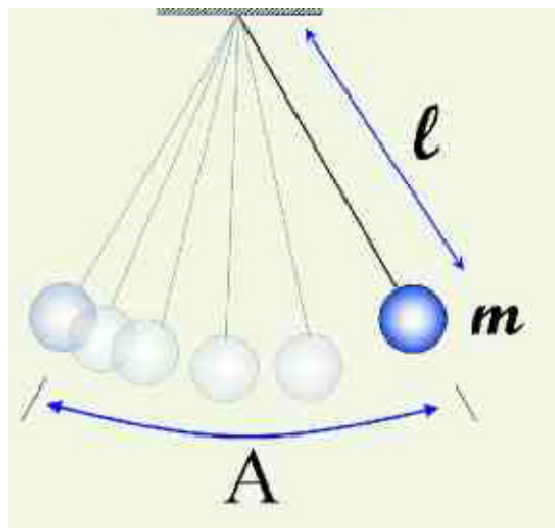


Figure I.1. Schéma d'un pendule simple

- La période (T) : la durée de l'oscillation.
- La fréquence (F) : nombre d'oscillation par second.
- L'amplitude : Élongation maximale
- Masse du pendule (M).
- Longueur du pendule (l).
- L'accélération de la pesanteur (g).

A l'aide d'un bilan des forces, nous pouvons arriver à la formule suivante :

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{(l/g)^{1/2}}$$

Nous pouvons donc voir que la durée d'oscillation du pendule simple dépend uniquement de la longueur et est totalement indépendante de la masse et de l'amplitude de celle-ci. De plus, nous savons qu'un séisme va imposer une oscillation à notre bâtiment. Ainsi, nous pouvons supposer que la fréquence propre d'un bâtiment est dépendante de sa hauteur. Plus le bâtiment sera grand, plus sa fréquence propre sera faible. Grâce à des nombreuses expériences, les scientifiques ont pu déterminer une formule empirique très simplifiée afin d'évaluer la fréquence propre d'un bâtiment en fonction de sa hauteur. Elle équivaut à :

$$f = \frac{10}{n}$$

Avec :

n : étant le nombre d'étages.

Nous pouvons estimer qu'un immeuble de 10 étages aura donc une fréquence propre de 1 Hz. **Celui-ci aura des risques de rentrer en résonance si les fréquences des ondes du séisme coïncident, augmentant l'amplitude des oscillations du bâtiment et pouvant provoquer sa rupture.** Ainsi, nous voyons que la hauteur d'un bâtiment est très importante lors de sa conception, celle-ci influençant directement sa fréquence propre et donc le risque d'entrer en résonance. Cependant, la hauteur n'est pas le seul facteur déterminant la fréquence propre d'une construction.

b) Influence de la masse

Un autre paramètre important modifiant la fréquence propre est la masse du bâtiment. Même si nous venons de voir que la période propre d'un pendule simple dépend uniquement de la longueur de celui-ci, le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme dépend également de sa masse.

En effet, le phénomène de résonance est un phénomène complexe qui met notamment en jeu la masse du bâtiment. Pour comprendre quel rôle joue la masse d'un bâtiment lors d'un séisme, nous pouvons prendre l'exemple d'un pendule inversé. Si on modélise la construction par un pendule inversé, ce dernier comporte une boule O de masse M situé au bout d'une tige flexible fixée au sol. Si la boule est écartée de sa position d'équilibre (comme sur le schéma), la tige va se fléchir ce qui va générer une force de rappel F_r . Cette force sera proportionnelle à la raideur de la tige (k) et la distance d'écart par rapport à la position d'équilibre (x) : $F = k \cdot x$

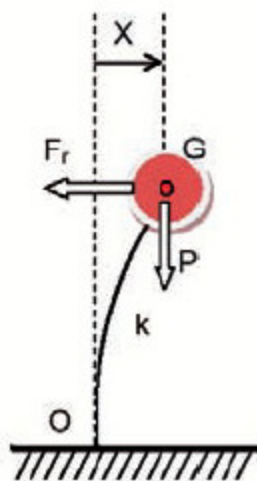


Figure I.2. Schéma d'une pendule inversé

Dans ce cas-là, la période propre du pendule sera :

$$T_0 = 2\pi \left(\frac{M}{K} \right)^{\frac{1}{2}}$$

D'un point de vue mécanique, un pendule inversé auquel on applique une poussée périodique peut être convenablement assimilé à un bâtiment soumis à un séisme. Ainsi, plus sa masse sera importante, plus sa fréquence propre sera faible.

Donc si les ondes du séisme sont lentes, un bâtiment de masse importante entrera en résonance et risquera donc de se briser alors qu'une construction ayant les mêmes dimensions mais un poids plus léger ne subira que de plus faibles oscillations.

Nous pouvons donc voir que les deux modèles d'oscillateurs permettent de montrer l'influence qu'ont la masse et la taille d'un bâtiment sur sa fréquence de résonance et ainsi sa réaction lors d'un séisme. Nous pouvons en déduire que les édifices grands et lourds vont avoir des périodes propres faibles alors que les petites habitations plus légères seront sensibles aux ondes sismiques à haute fréquence.

c) Effet du site

Il est évident que la nature du sol d'implantation de l'ouvrage influe sur la réponse sismique de celui-ci à un séisme. [5]

Lors des grands séismes historiques, l'analyse des intensités a amené les scientifiques à attribuer au sol des effets sur la distribution des dommages. Différents types de sol modulent en effet la sévérité des ondes sismiques et en conséquence la distribution des dommages.

C'est ce que l'on appelle les **effets de site**. En général, on distingue les effets liés à la nature des sols de ceux liés à la topographie. Plus un sédiment sera mou, plus il amplifiera vers les basses fréquences, c'est-à-dire pour les structures les plus hautes. Inversement, plus les sédiments seront fins, plus les amplifications auront lieu haute fréquence, avec des conséquences pour les bâtiments les moins élevés. Dans la phase de conception de la structure, la réglementation sismique conseille ainsi de tenir compte des effets de site qui peuvent moduler le mouvement du sol de référence à prendre en compte pour le dimensionnement du projet.

Dans ce qui suit, nous allons explorer l'influence de la hauteur d'un bâtiment et du site d'implantation, en zone de forte sismicité, sur l'évolution des principaux paramètres dynamiques (période propre, déplacement maximaux et efforts tranchants maximaux à la base), en variant le nombre d'étages. Pour ce, quatre variantes d'une même structure seront étudiées, sans modifier les sections des éléments structuraux ni le système de contreventement : la structure d'origine (R+5) ; R+6 ; R+8 ; R+10. Pour l'influence de la catégorie du site, seule la structure d'origine sera considérée. Pour déterminer la fréquence propre des différentes catégories de sols, nous allons utiliser la formule donnée par Mr MILAN Zacek dans son livre "CONSTRUIRE PARASISMIQUE", chapitre VII

« IMPLANTATION DES OUVRAGES » [1] ou la période propre T_0 des sols homogènes est calculée comme suit : $T_0 = 4h / V_s$, où h est la hauteur du sol en "m", V_s est la vitesse des ondes de cisaillement en "m/s". Les bâtiments sont susceptibles d'entrer en résonance avec le sol dans le cas où leur période propre coïnciderait avec celle du sol. Faute de mesures expérimentales, nous allons adopter la valeur de la période fondamentale de la structure donnée par Etabs.

✓ **Fréquences propres de différentes catégories de site**

Dans le cas d'un milieu multicouches, des calculs approchés fournissent une valeur raisonnable de la fréquence propre avec une sous-estimation de l'ordre de 10%, en utilisant une approximation par la vitesse moyenne d'ondes de cisaillement.

Tableau I.1. Fréquences propres des différentes catégories de sites (RPA 99/2003)

Catégorie de site	Vitesse moyenne d'onde de cisaillement (m/S)	Fréquence propre (Hz) pour une profondeur moyenne de 15m $f = \frac{V_m}{4H}$
Rocheux (S1)	≥ 800	≥ 13.33
Ferme (S2)	400 à 800	6.67 à 13.33
Meuble (S3)	200 à 400	3.33 à 6.67
Très meuble (S4)	100 à 200	1.67 à 3.33

- ✓ Abaque donnant la fréquence propre d'un sol en fonction de la profondeur de la couche et de la vitesse moyenne d'ondes de cisaillement

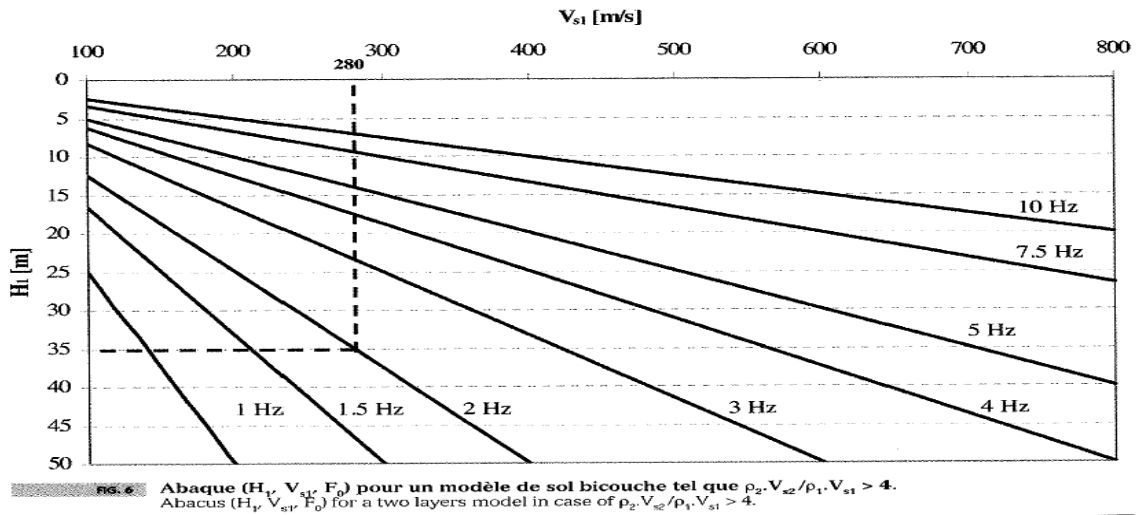


Figure I.3. Les fréquences propres d'un sol en fonction de la profondeur de la couche et la vitesse de cisaillement

Dans notre projet, nous avons appliqué différents spectres à la structure d'origine et nous avons étudié l'évolution de la période, des déplacements d'étages et des efforts sismiques à la base.

En fonction de la catégorie du site, les spectres de réponse appliqués à la structure étudiée sont représentés sur la figure I.4 ci-dessous

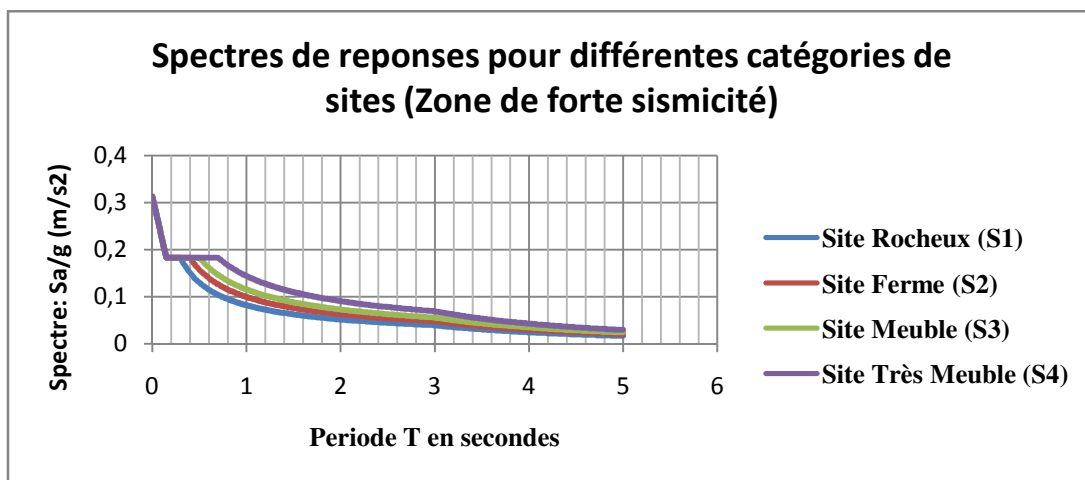


Figure I.4. Spectres de réponses pour différentes catégories de sites (zone de forte sismicité)

Pour mettre en évidence l'influence des facteurs cités sur le comportement dynamique des structures de bâtiment nous avons le procédé de la manière suivante :

Dans le premier temps nous avons variée la hauteur de notre bâtiment tout en gardant inchangées la zone et la catégorie de site de même que le système de contreventement et les sections des éléments porteurs et nous avons étudié l'évolution des déplacements maximums, de la période, et des efforts sismiques à la base. Puis les mêmes paramètres ont été étudiés pour la structure d'origine on considérant différents catégories de sites.

I.3. influence de la hauteur de la structure sur son comportement dynamique

a) Influence sur les déplacements maximums

Tableau I.2. Comparaison des déplacements maximums des différentes hauteurs

Direction X	Variante	Variante d'origine	R + 6	R+8	R+10	R+15
	Déplacements maximums (cm)	2.0725	2.6547	3.9419	5.402	9.7371
	Ecart par rapport à la variante d'origine	-	0.5822	1.8694	3.3295	7.6646
Direction Y	Variante	Variante d'origine	R + 6	R+8	R+10	R+15
	déplacements maximums (cm)	1.7684	2.2972	3.5463	4.9926	9.4559
	Ecart par rapport à la variante d'origine	-	0.5288	1.7779	3.2242	7.6875

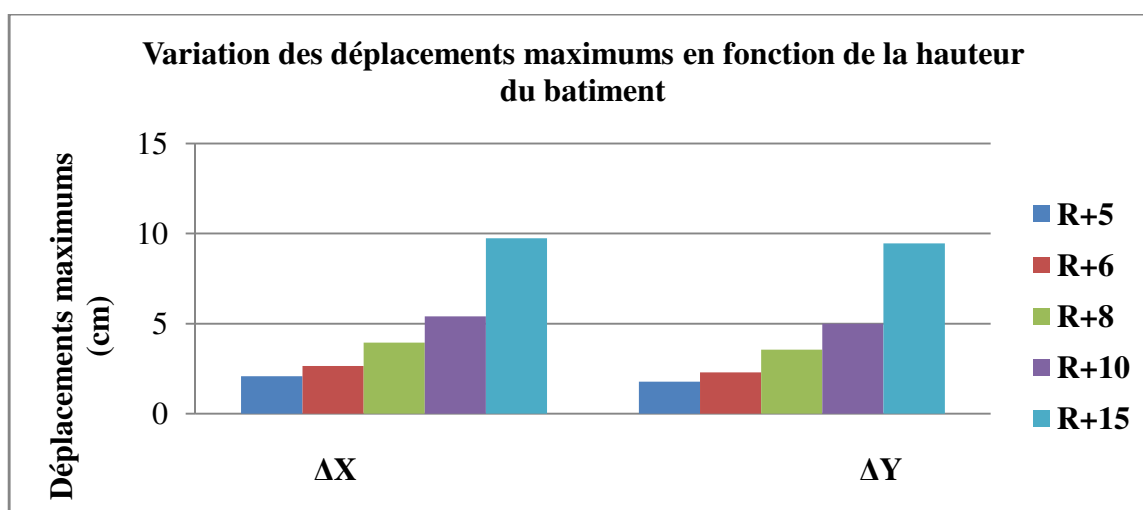


Figure I.5. Comparaison des déplacements maximums de différentes hauteurs

b) Influence de la hauteur sur la période dynamique

Tableau I.3. Comparaison des périodes dynamiques de différentes hauteurs

Mode	Période fondamentale en seconde									
	Variante d'origine		R+6		R+8		R+10		R+15	
	T(s)	f(Hz)	T(s)	f(Hz)	T(s)	f(Hz)	T(s)	f(Hz)	T(s)	f(Hz)
1	0.6139	1.628	0.7363	1.358	0.9942	1.005	1.2659	0.790	1.9883	0.502
2	0.5346	1.870	0.6496	1.539	0.8964	1.115	1.1609	0.861	1.8817	0.531
3	0.3941	2.537	0.4818	2.075	0.6704	1.491	0.8726	1.146	1.4190	2.386

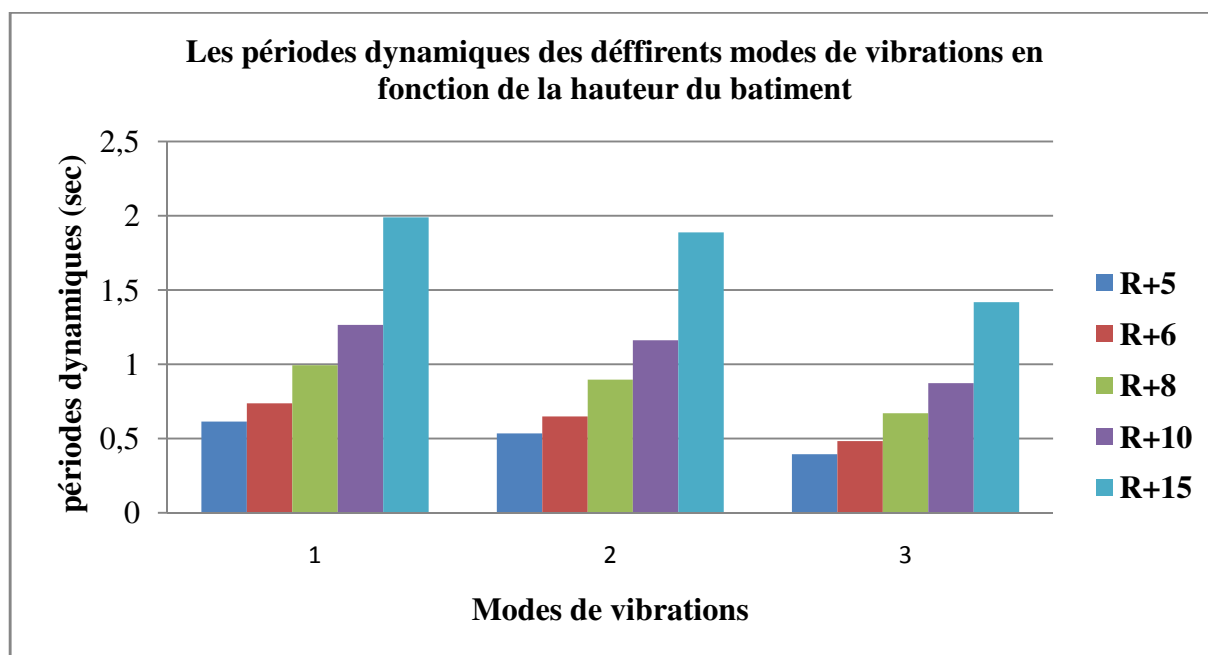


Figure I.6. Comparaison des périodes dynamiques de différentes hauteurs

c) Influence de la hauteur sur les réactions d'appuis

Tableau I.4. Comparaison des réactions d'appuis des différentes hauteurs

Charge Totale	Variante d'origine (KN)	R+6		R+8		R+10		R+15	
		(KN)	Ecart/Var. Origine	(KN)	Ecart/Var. Origine	(KN)	Ecart/Var. Origine	(KN)	Ecart/Var. Origine
G	34577.63	38522.44	3944.81	46412.05	11834.42	54301.65	19724.02	74025.66	39448.03
Q	6348.83	6777.81	428.98	7635.78	1286.95	8493.75	2144.92	10638.65	4289.82
ELU	56203.07	62172.02	5968.95	74109.94	17906.87	86047.85	29844.78	115892.63	59689.56
ELS	40926.47	45300.26	4373.79	54047.82	13121.34	62795.39	21868.92	84664.32	43737.85

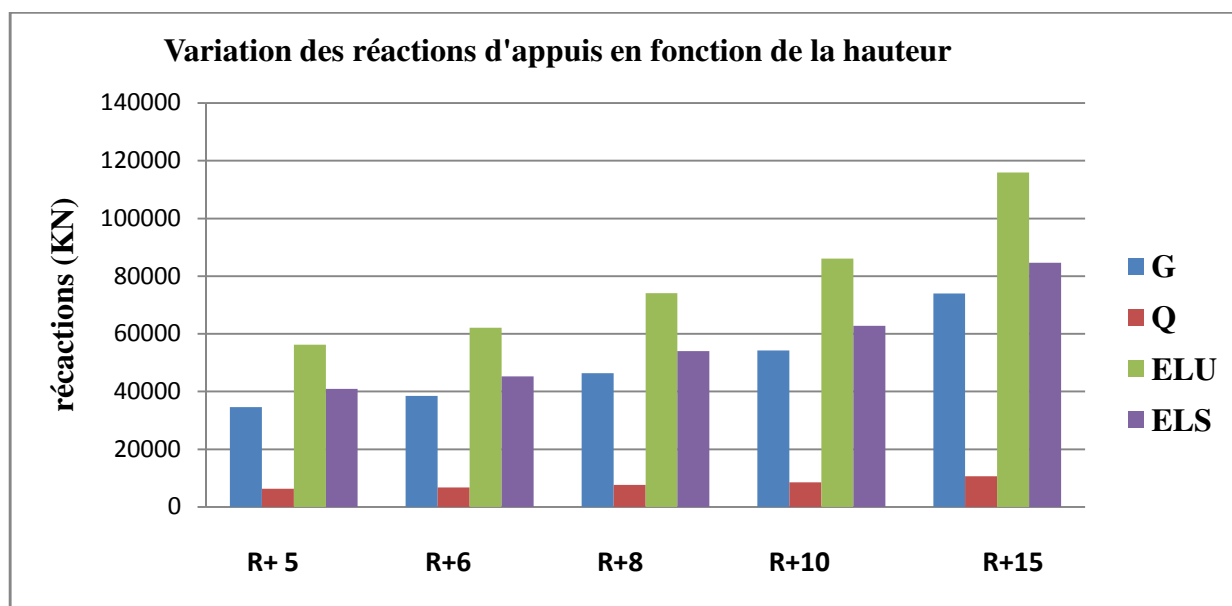


Figure I.7. Variation des réactions d'appuis en fonction de la hauteur

d) Influence de la hauteur sur l'effort tranchant

Tableau I.5. Comparaison des efforts tranchants à la base des différentes hauteurs

Charge Totale	Variante d'origine (KN)	R+6		R+8		R+10		R+15	
		(KN)	Ecart/ Var. Origine	(KN)	Ecart/ Var. Origine	(KN)	Ecart/ Var. Origine	(KN)	Ecart/ Var. Origine
V_X	3503.01	3523.35	20.34	3535.17	32.16	3621.69	118.68	3790.1	287.09
V_Y	3911.15	3863.6	47.55	3913.71	2.56	3983.12	71.97	4119.99	208.84

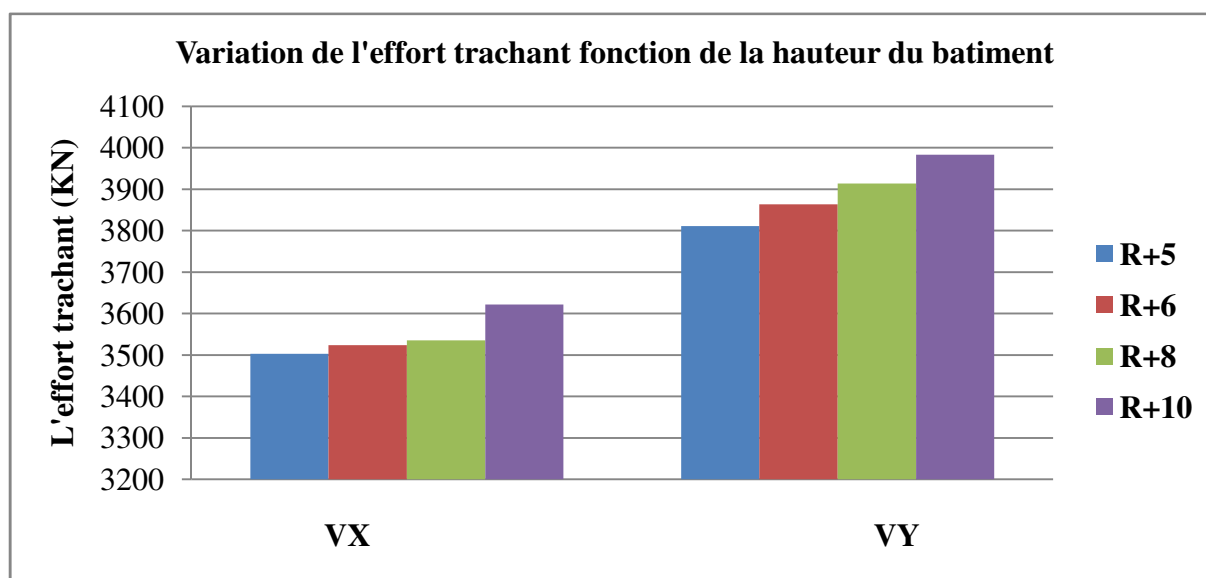


Figure I.8. Comparaison des efforts tranchants à la base

e) Interprétation des résultats

Globalement on constate que la hauteur de la structure amplifié les principaux paramètres sismiques d'où la nécessité d'adopter le système de contreventement de la structure et la conception parasismique à sa hauteur.

En outre plus la hauteur augmente plus la fréquence propre de la structure diminue d'où le risque de rentrer en résonance avec le sol notamment les sols meuble et très meuble.

En revanche se soit les structure de petite hauteur ayant une grande fréquence propre qui risque de rentrer en résonance avec les sols rigides (rocheux et fermes).

Il y'a lieu de souligner que pour un sol très meuble (S4), les structures au-delà de 6 niveaux sont à proscrire. Elles risquent de rentrer en résonance avec le sol.

I.4. Influence de la nature de sol de fondation sur son comportement dynamique de la structure

a) Influence sur les déplacements maximums

Tableau I.6. Comparaison des déplacements maximums des différents sites

Direction X	Variante	Site1	Site2	Site3	Site4
	Déplacements maximums (cm)	1.7167	2.0725	2.4141	2.7574
	Ecart par rapport à la variante d'origine	0.3558	-	0.3416	0.6849
Direction Y	Variante	Site1	Site2	Site3	Site4
	déplacements maximums (cm)	1.4563	1.7684	2.0424	2.1324
	Ecart par rapport à la variante d'origine	0.3121	-	0.274	0.364

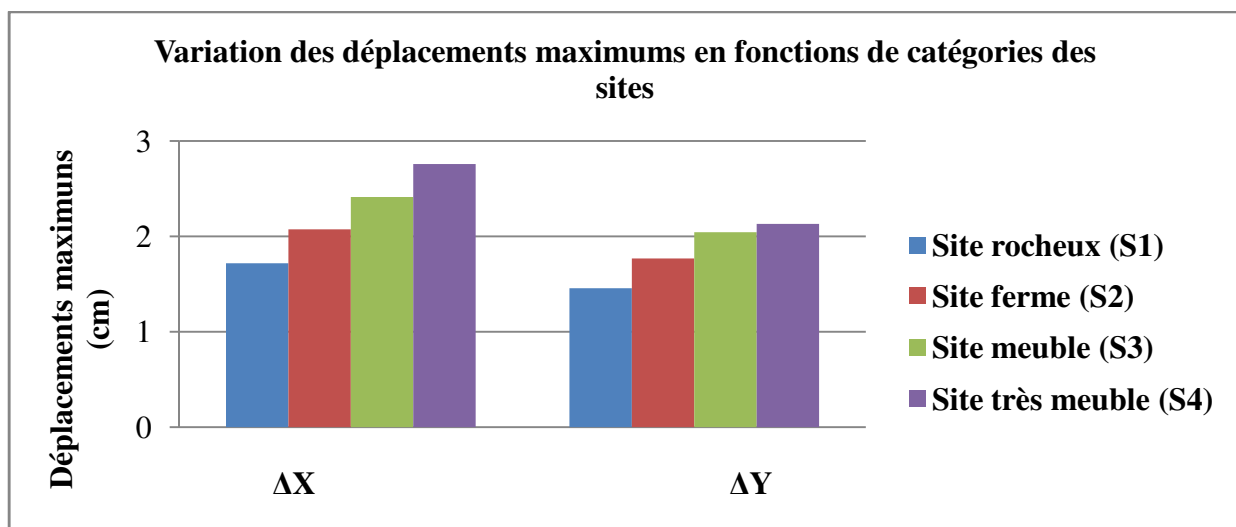


Figure I.9. Comparaison des déplacements maximums des différents sites

b) Influence sur les périodes fondamentales

Tableau I.7. Comparaison des périodes dynamiques des différents sites

Mode	Période fondamentale en secondes			
	Site1	Site2	Site3	Site4
1	0.6139	0.6139	0.6139	0.6139
2	0.5346	0.5346	0.5346	0.5346
3	0.3941	0.3941	0.3941	0.3941

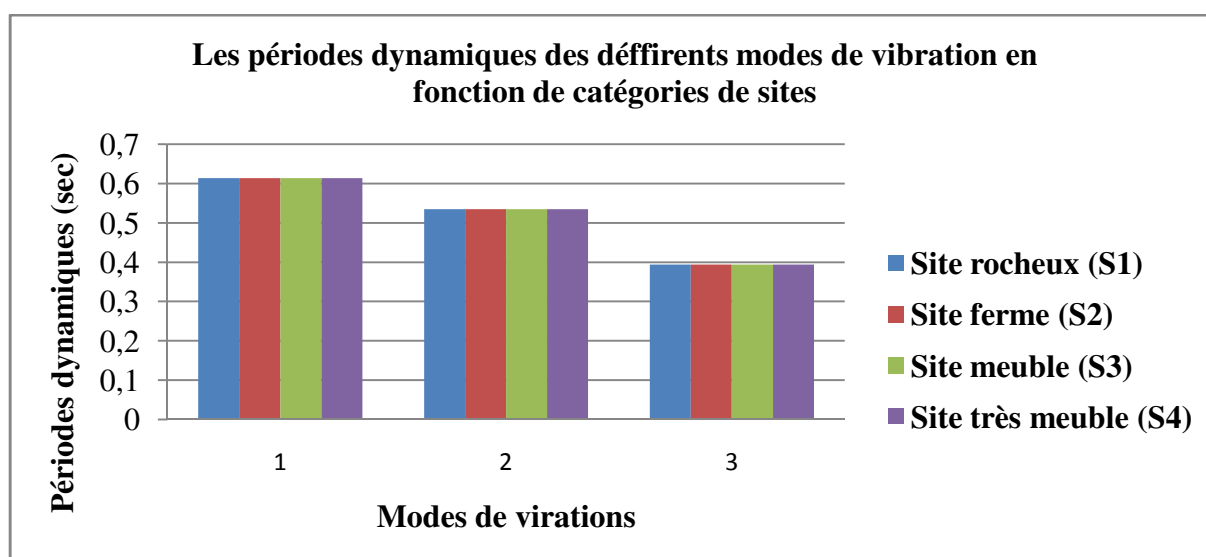


Figure I.10. Comparaison des périodes dynamiques des différents sites

c) Influence sur les réactions d'appuis

Tableau I.8. Comparaison des réactions d'appuis des différents sites

Charge Totale	Site 1	Site2	Site 3	Site4
G	34577.63	34577.63	34577.63	34577.63
Q	6348.83	6348.83	6348.83	6348.83
ELU	56203.06	56203.06	56203.06	56203.06
ELS	40926.47	40926.47	40926.47	40926.47

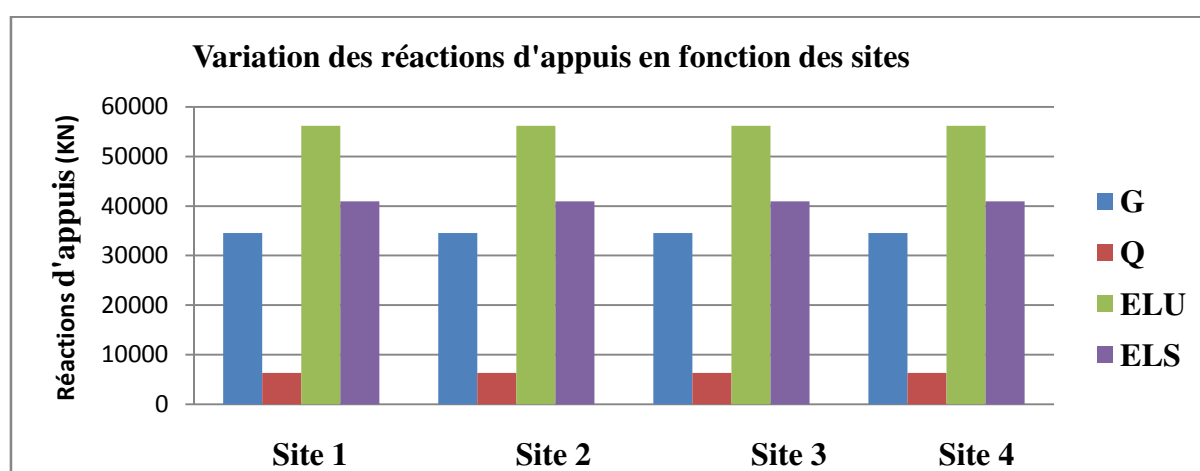


Figure I.11. Variation des réactions d'appuis en fonction des sites

d) Influence sur les efforts sismiques à la base

Tableau I.9. Comparaison des efforts tranchants à la base à la base des différents sites

Charge Totale	Site1	Site2	Site3	Site 4
V_x	3070.21	3503.01	3917.17	4357.81
V_y	3404.89	3911.15	4371.48	4526.12

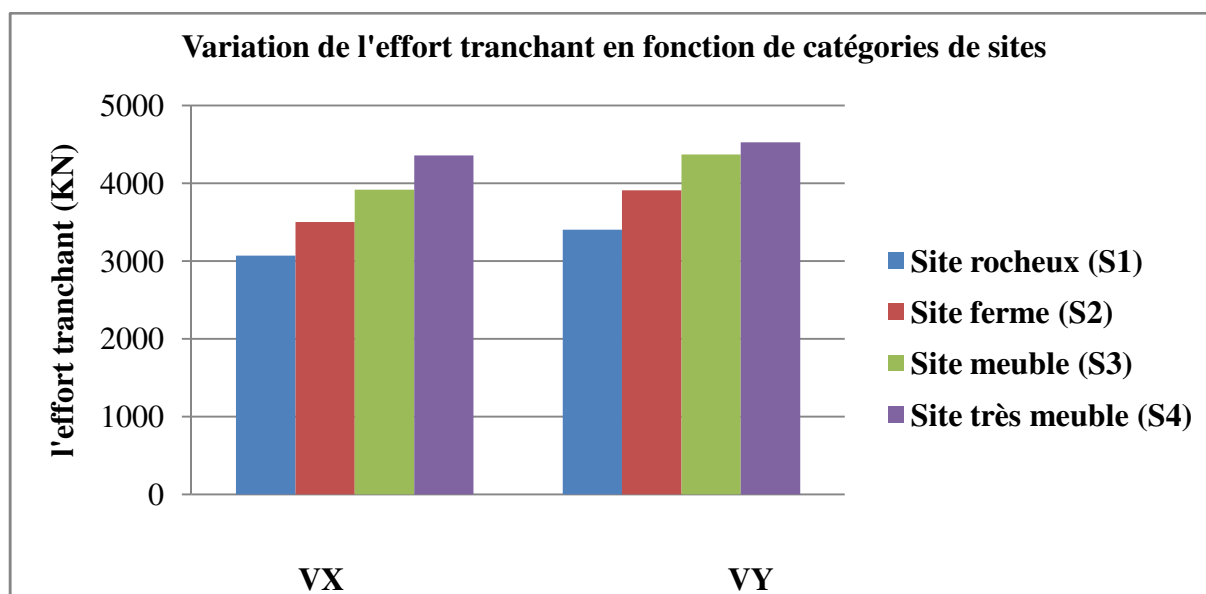


Figure I.12. Comparaison des efforts tranchants à la base des différents sites

e) Interprétation des résultats

Il ressort à cette étude que les déplacements maximums et les efforts tranchants à la base sont d'autant plus réduits que le sol est rigide et vice versa.

Cependant, il est primordial de tenir compte de l'interaction sol/structure pour mieux varier l'évolution de la période propre de la structure en fonction du sol et prévoir un effet de résonance éventuel.

Conclusion générale

L'étude de la vulnérabilité sismique des structures fournit une idée sur leur comportement vis-à-vis des sollicitations sismiques. La présente étude a pour but principal de mettre en évidence l'influence de la hauteur de la structure et du site sur lequel elle est construite sur ses performances. Pour se faire, l'étude est menée dans un premier temps sur la structure d'un bâtiment en R+5 contreventé par un système mixte portique voile implanté dans une zone de forte sismicité soumis à différents spectres de réponses se distinguant uniquement par la nature de la catégorie des sites.

Faute de temps et de moyens, l'étude est menée par analyse statique linéaire sans tenir compte de l'influence de l'interaction sol/structure. C'est pourquoi, nous n'avons remarqué aucun changement au niveau de la période fondamentale de la structure. D'où la difficulté de prévoir une éventuelle entrée en résonance. En revanche, l'effet du site sur les déplacements d'étages et les efforts sismiques à la base est nettement visible. Ceux-là sont d'autant plus réduits que le sol est rigide.

L'effet de la hauteur sur la structure, est plus explicite. Pour mieux mettre en évidence l'effet de la hauteur sur les performances d'une structure, nous avons choisi de garder inchangés le site d'implantation (site ferme et zone de forte sismicité) et le système de contreventement tout en variant la hauteur de la structure. Il en ressort que la hauteur amplifie de façon très importante la période, les déplacements et les efforts sismiques à la base de la structure. Comparée à la fréquence propre d'un sol très meuble telle que définie dans le RPA2003, la variante R+10 risque d'entrer en résonance eu égard à la valeur de sa période dynamique déterminée par ETABS.

D'une manière générale, plus la hauteur est grande, plus il y'a risque de rentrer en résonance pour les structures implantées sur sites mous. A l'inverse, lorsque les mouvements du sol sont rapides (cas des sols rigides), ce sont les structures de petites hauteurs qui vont rentrer en résonance.

Bibliographie

- [1] MILAN ZACEK., Construire parasismique, Livre.
- [2] Règlement parasismique Algérien, RPA99/V2003.
- [3] Cours de béton armé aux états limites (livres).
- [4] A-EZZOUANIE –A-ELGHOUBOUZOUNIE –M.EL YOUBI. Détermination de l'influence de la hauteur d'une structure sur son comportement envers un séisme, 22ème Congrès français de mécanique, Lyon, 24-28, Aout -2015.
- [5] Mr : DJEDDI, Y BERRICHE, HEDDOUN, Etude de l'effet de site revue Algérie équipement, N°36, dec.2002.
- [6] STEPHANE HEDDOUN, Comment réagit un ouvrage, Forum des pédagogies, technologie 175, Septembre/Octobre 2011, Caen, France.

Partie I

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

Chapitre III

calcul des éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

Chapitre V

Etude des éléments résistants

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Partie II

Chapitre I

**Influence de la nature de sol de fondation et la
hauteur du bâtiment sur son comportement dynamique**

Annexe