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

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS-SOL A HAI SEDDIKIA WILAYA D'ORAN

Présenté par :

HABOUR LOUBNA

Encadré par :

Mme.OUMOUSSA Maryam

Promotion 2021/2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT

Je remercie avant tout le Dieu de m'avoir gardé en bonne santé et passionné afin de bien mener ce projet de fin d'étude.

Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que je termine nos études.

Je remercie sincèrement M me.OUMOUSSA pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses précieux conseils, sa guidance

Je tiens à remercier chaleureusement les ingénieurs qui m'ont beaucoup aidé avec leurs connaissances durant mon travail

Je tiens également à remercier les honorables membres du Jury que m'ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Je remercie chaleureusement tous les membres du Bureau d'étude «ARCHI-B» pour leur aide, notamment : Mr BENAZZEDDINE NASR-EDDINE.

Je tiens à remercier aussi Mr BENAZOUZ et Mr.MEHANI pour leurs aides.

Un grand merci à tous mes professeurs de ENSTP ,qui ont fait de leur mieux pour nous enseigner et nous donner les outils nécessaires à la réussite de notre formation de qualité tout au long de notre cursus.

DÉDICACE

Je dédie ce travail tout particulièrement à mes proches qui m'ont soutenu tout au long de mon cursus

A ma très chère Mére, ma source de courage, qui a été toujours avec moi durant tout ce long parcours, et qui n'a jamais perdu espoir en moi et a toujours cru en mes capacités

A mon très cher Père, Mon héro et mon idole dans ma vie, qui a sacrifié avec tout ce qu'il a pour que je sois ici aujourd'hui

A mes très chères sœurs, qui m'ont soutenu durant cette période

LOUBNA

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني والتجاري يتكون من طابق تحت الارض وطابق أرضي بالإضافة إلى ثمانية (08) طوابق تقع بولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزاليةIIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة(RPA99V2003 BAEL91 modifié99)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد الجدران المسلحة والاساسات)

الكلمات المفتاحية: تربة فضفاضة؛ مبنى؛ رواق بأعمدة؛ جدار خرساني مقوى ;التسليح؛ البنية الاساسية؛ ; ROBOT ROBOT EXPERT ; RPA99V2003 ; BAEL 91

Résumé

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus huit (08) étages, implanté dans la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99),

Cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon, dalle pleine, plancher et dalle machine).

L'étude du vent et l'étude dynamique et sismique de la structure ont été entamées dans la troisième partie. Les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique) concernant l'étude dynamique et sismique ont été déterminées par logiciel ROBOT

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clé : Sol meuble ; Bâtiment ; Portique ; Voile ; Ferraillage ; infrastructure; ROBOT ; ROBOT EXPERT ; RPA99V2003 ; BAEL 91

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a basement and a ground floor plus eight (08) floors, located in the wilaya of ORAN. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

By using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99),

This study consists of four parts:

The first starts with the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (stairs, parapet, balcony, solid slab, floor and machine slab).

The study of the wind and the dynamic and seismic study of the structure were started in the third part. The various stresses due to the loadings (permanent loads, operating and seismic load) concerning the dynamic and seismic study were determined by ROBOT software

Finally, the study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Keywords: Loose soil; Building ; Portico; Sail ; reinforcement; infrastructure; ROBOT; ROBOT EXPERT; RPA99V2003; BAEL 91

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE.

I.1 Généralité : 1

I.2 Présentation de l'ouvrage : 1

I.2.1 Introduction : 1

I.2.2 Caractéristiques de la structure : 2

I.2.3 Les données du site : 2

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux : 2

I.3.1 Le béton : 2

I.3.1.1 Résistances mécaniques du béton : 2

I.3.1.1.1 La résistance en compression : 2

I.3.1.1.2 La résistance en traction : 3

I.3.1.1.3 Modules de déformation longitudinale : 3

I.3.1.1.4 Coefficients de poisson : 3

I.3.1.2 Contrainte limite : 4

I.3.1.2.1 Etat Limite Ultime de Résistance : (E.L.U.R) 3

I.3.1.2.2 Etat limite de service :(E.L.S) 5

I.3.2 Les aciers : 5

I.3.2.1 Les caractéristiques mécaniques : 5

I.3.2.2 Contrainte limite des Aciers : 6

I.3.2.2.1 Etat limite ultime : (E.L.U) 6

I.3.2.2.2 Etat limite de service : (E.L.S) 7

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

II.1 Introduction : 8

II.2 Pré dimensionnement et descente de charges : 8

II.2.1 Les planchers: 8

II.2.2 La dalle pleine (port à faux) : 11

II.2.3 La maçonnerie: 12

II.2.4 Les balcons : 13

II.2.5 Les escalier : 14

II.2.6 L'acrotère: 19
II.2.7 Les poutres: 20
II.2.8 Les poteaux : 21
II.2.9 Les voiles : 30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE.

III.1. Etude du l'acrotère : 33
III.1.1. Introduction : 33
III.1.2. Evaluation des charges et surcharge: 33
III.1.3. Calcul des sollicitations: 34
III.1.4. Calcul de ferraillage: 35
III.2. Etude du plancher : 39
III.2.1. Introduction : 39
III.2.2. Etude de la dalle de compression : 40
III.2.3. Etude des poutrelle : 41
III.2.3.1. Dimensionnement de la poutrelle: 41
III.2.3.2. Calcule des poutrelles: 42
III.2.3.3. Calcule des sollicitations : 46
III.2.3.4. Calcule du ferraillage: 51
III.3. Etude des dalles pleine (Port a faux): 61
III.3.1. Introduction : 61
III.3.2. Evaluation des charges et surcharge: 61
III.3.3. Calcul des sollicitations: 61
III.3.4. Calcul de ferraillage: 63
III.4. Etude des balcons : 67
III.4.1. Itroduction : 67
III.4.2. Evaluation des charges et surcharge: 67
III.4.3. Calcul des sollicitations: 69
III.4.4. Calcul de ferraillage: 69
III.5. Etude des escaliers: 74
III.5.1. Introduction : 74
III.5.2. Evaluation des charges et surcharge: 74
III.5.3. Calcul des sollicitations: 74
III.5.4. Calcul de ferraillage: 77

III.6. Etude de Dalle machine : 85
III.6.1. Introduction : 85
III.6.2. Evaluation des charges et surcharge: 86
III.6.3. Calcule des moments: 86
III.6.4. Calcul de ferraillage: 87

CHAPITRE IV : ETUDE DU VENT.

IV.1 Introduction : 92
IV.2 Application du RNVA 2013 : 92
IV.2.1 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} : 92
IV.2.2 Détermination du coefficient dynamique C_d : 95
IV.2.3 Calcul du coefficient de force C_f : 98
IV.2.4 Calcule de la force exercée par le vent à partir des coefficients de forces F_w : 99
IV.2.5 Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} : 99
IV.2.6 Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} : 103
IV.2.7 Détermination du coefficient de pression du vent C_p : 103
IV.2.8 Calcule de de la pression aérodynamique du vent W : 104
IV.2.9 Détermination de la force de frottement : 105
IV.2.10 Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$: 106
IV.2.11 Détermination de la force intérieur $F_{w,i}$: 107
IV.2.12 La force exercée par le vent R à partir des coefficients de pression: 108

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

V.1 Introduction : 110
V.2 Etude dynamique : 110
V.2.1 Modélisation de la première variante : 113
V.2.2 Modélisation de la deuxième variante : 120
V.2.3 Comparaison entre les deux variantes : 127
V.3 Etude sismique : 128
V.3.1 La méthode statique équivalente (RPA99 V2003/ Art.4.1.2) : 128
V.3.2 La méthode dynamique modale spectrale (RPA99 V2003 /Art.4.1.3) : 131
V.3.3 Vérification des forces sismiques de calcul : 134

V.3.4 Vérification de l'effort normale réduit : 134
V.3.5 Vérification de déplacement inter-étages : 135
V.3.6 Vérification de reversement globale de la structure:..... 135
V.3.7 Vérification de l'effet P-Δ : 137
V.3.8 Taux de participation sismique des portiques et les voile : 138

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

VI.1 Introduction :..... 139
VI.2 Etude des portiques : 139
VI.2.1 Combinaisons d'actions : 139
VI.2.2 Ferraillage des poutres : 139
VI.2.3 Ferraillage des poteaux :..... 163
VI.2.4 Ferraillage des voiles :..... 172

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VII.1 Etude du voile périphérique : 177
VII.1.1 Dimensionnement du voile périphérique : 177
VII.1.2 Ferraillage du voile périphérique :..... 178
VII.2 Etude des fondations :..... 182
VII.2.1 Dimensionnement du radier : 182
VII.2.2 Ferraillage de la dalle radier :..... 189
VII.2.3 Etude de débord du radier : 192
VII.2.3 Ferraillage des nervures (poutre de rigidité) :: 195

CHAPITRE VIII : CONCLUSION.

CONCLUSION..... 212

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A. ETUDE AU VENT AVEC RNV 99 ET RNV 2013

ANNEXE B. MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

ANNEXE C. LE PLAN DU BATIMENT

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE.

Figure I.1 : Plan de masse de la structure. 1

Figure I.2 : Plan de situation de la structure. 1

Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU. 4

Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS. 5

Figure I.5 : Diagramme contrainte –déformation de calcul de l'acier 6

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux 8

Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible. 9

Figure II.3 : Plancher terrasse accessible 10

Figure II.4 : Etage courant, RDC 10

Figure II.5 : Coupe transversale du mur extérieur 13

Figure II.6 : Coupe transversale du mur intérieur. 13

Figure II.7 : Schéma d'escalier 14

Figure II.8 : Schéma des daractéristiques géométriques de l'acrotère. 20

Figure II.9 : Dimension de la poutre principale. 21

Figure II.10 : Dimension de la poutre secondaire: 21

Figure II.11 : Coupes du voile en plan et en élévation 31

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE.

Figure III.1. : Schéma statique de l'acrotère. 33

Figure III.2. : Section de l'acrotère a calculé 35

Figure III.3. : Schéma de ferraillage de l'acrotère. 39

Figure III.4. : schéma des armatures de la dalle de compression 41

Figure III.5. : Les dimensions de la poutrelle 42

Figure III.6. : Schéma statique de la poutrelle type 01. 46

Figure III.7. : Schéma statique de la poutrelle type 02. 50

Figure III.8. : Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles Type 01 60

Figure III.9. : Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles Type 02..... 60
Figure III.10. : Schéma du ferraillage d'appui des poutrelles Type 01..... 60
Figure III.11. : Schéma du ferraillage d'appui des poutrelles Type 02..... 60
Figure III.12. : Diagrammes des efforts internes du port à faux à à l'ELU..... 62
Figure III.13. : Diagrammes des efforts internes du port à faux à à l'ELS.. 63
Figure III.14. : Schéma du ferraillage du port a faux..... 67
Figure III.15. : Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELU..... 68
Figure III.16. : Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELS. 69
Figure III.17. : Schéma du ferraillage du balcon 73
Figure III.18. : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELU Type 01. 75
Figure III.19. : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELS Type 01..... 75
Figure III.20. : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELU Type 02. 76
Figure III.21. : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELS Type 02..... 77
Figure III.22. : Schéma du ferraillage d'escalier type 01..... 84
Figure III.23. : Schéma du ferraillage d'escalier type 02..... 85
Figure III.24.: Schéma de ferraillage de la dalle machine..... 85

CHAPITRE IV : ETUDE DU VENT.

Figure IV.1 : Hauteur de référence ze pour b≤ h≤ 2.b 93
Figure IV.2 : Légende pour les parois verticales d < e 99
Figure IV.3 : C_{pe} pour les parois verticales d < e..... 100
Figure IV.4 : Légende pour les parois verticales d > e 101
Figure IV.5 : C_{pe} pour les parois verticales d > e..... 101
Figure IV.6 : Légende pour les toitures plates..... 102

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

Figure V.1 : Modélisation de la structure en 3D sur Robot (vue 01)..... 111
Figure V.2 : Modélisation de la structure en 3D sur Robot (vue 02)..... 112
Figure V.3 : Positionnement des voiles de la 1^{ére} variante..... 113
Figure V.4 : Schéma de l'excentricité retenue..... 116
Figure V.5 : 1^{ér} Mode de Translation suivant Y (1^{ére} variante) 117
Figure V.6 : 2^{éme} Mode de Translation suivant X (1^{ére} variante)..... 117
Figure V.7 : 3^{éme} Mode de Torsion (1^{ére} variante) 117
Figure V.8 : Positionnement des voiles de la 2^{éme} variante.. 121
Figure V.9 : 1^{ér} Mode de Translation suivant Y (2^{éme} variante) 124

Figure V.10 : 2éme Mode de Translation suivant X (2éme variante) 124
Figure V.11 : 3éme Mode de Torsion (2éme variante) 124
Figure V.12 : Spectre de réponse sismique de calcul dans le sens X utilisé selon le R.P.A99/2003..... 132
Figure V.13 : Spectre de réponse sismique de calcul dans le sens Y utilisé selon le R.P.A99/2003 133

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Figure VI.1 : Ferraillage de poutre principale (RDC +1er étage)..... 153
Figure VI.2 : Ferraillage de poutre principale (2éme-7éme étage)..... 154
Figure VI.3 : Ferraillage de poutre principale (8éme étage)..... 154
Figure VI.4 : Ferraillage de poutre principale (Terasse inaccessible) 155
Figure VI.5 : Ferraillage de poutre secondaire (RDC +1ér étage)..... 161
Figure VI.6 : Ferraillage de poutre secondaire (2éme-7éme étage)..... 162
Figure VI.7 : Ferraillage de poutre secondaire (8éme étage) 162
Figure VI.8 : Ferraillage de poutre secondaire (Terrasse inaccessible) 163
Figure VI.9 : Ferraillage des poteaux..... 171

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Figure VII.1 : Schéma statique du voile périphérique 178
Figure VII.2 : Schéma du ferraillage du voile périphérique..... 182
Figure VII.3 : Distribution des contraintes à l'ELS 184
Figure VII.4 : Distribution des contraintes à l'ELU. 185
Figure VII.5 : Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelle. 186
Figure VII.6 : Contrainte de cisaillement selon XX 188
Figure VII.7 : Contrainte de cisaillement selon YY 189
Figure VII.8 : Schéma statique de débord du radier. 193
Figure VII.9 : Schéma du ferraillage du radier..... 198
Figure VII.10 : Schéma du ferraillage des poutres principales de la nervure 198
Figure VII.11 : Schéma du ferraillage des poutres secondaire de la nervure..... 199

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE.

Tableau II.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e. 6

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Tableau II.1. : Estimation de l'épaisseur «e» du plancher. 8

Tableau II.2. : Descente des charges (terrasse inaccessible). 9

Tableau II.3. : Descente des charges (terrasse accessible).....9

Tableau II.4. : Descente des charges (étage courant, RDC) 10

Tableau II.5. : Descente des charges du port à faux (étage courant) 11

Tableau II.6. : Descente des charges du port à faux (terrasse inaccessible) 12

Tableau II.7. : Descente des charges (Murs extérieurs). 12

Tableau II.8. : Descente des charges (Murs intérieurs) 13

Tableau II.9. : Descente des charges du balcon 14

Tableau II.10. : Descente des charges (Paillasse d'escalier) 19

Tableau II.11. : Descente des charges (Palier d'escalier) 19

Tableau II.12. : Résultat des charges Q et G.....26

Tableau II.13. : Résultat de calcule La loi de dégression des charges.....27

Tableau II.14.: Estimation des sections droites (Poteaux centraux) 27

Tableau II.15. : Estimation des sections droites (Poteaux rive).....28

Tableau II.16. : Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 29

Tableau II.17. : Vérification de condition du flambement.....30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRES.

Tableau III.1. : Evaluation du charge (poids de l'élément) 33

Tableau III.2. : Calcul des sollicitations.. 34

Tableau III.3. : Calcul des sollicitations (combinaisons accidentelle).....34

Tableau III.4. : Poids des planchers repris par la poutrelle.....43

Tableau III.5. : Sollicitations à l'ELU des poutrelles Type 01 50

Tableau III.6. : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 01.....50

Tableau III.7. : Sollicitations à l'ELU des poutrelles Type 02 51

Tableau III.8. : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 02 51
Tableau III.9. : Calcule du ferraillage à l'ELU des poutrelles Type 02 58
Tableau III.10. : Calcul de la vérification à l'ELS du plancher type 02 59
Tableau III.11. : Calcule des combinaisons des charges du port à faux 61
Tableau III.12. : Calcule des combinaisons des charge du balcon 68
Tableau III.13. : Calcule des combinaisons des charges d'escalier 74
Tableau III.14. : Calcule du ferraillage à l'ELU d'escalier type 01 78
Tableau III.15. : Calcule du ferraillage à l'ELU d'escalier type 02 81
Tableau III.16. : Descente de charge d'ascenseur 86
Tableau III.17. : Le calcule du ferraillage à l'ELU de la dalle machine dans le sens Y-Y 89
Tableau III.18. : Calcul de la vérification à l'ELS de la dalle machine 90

CHAPITRE IV : ETUDE DU VENT.

Tableau IV.1 : Le calcul du coefficient d'exposition Ce 94
Tableau IV.2 : Le calcul de la pression dynamique q_{dyn} 94
Tableau IV.3 : Calcule de la force totale de la structure F_w 99
Tableau IV.4 : Valeur de Cpe pour d < e 100
Tableau IV.5 : Valeur de Cpe pour d > e 101
Tableau IV.6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates 102
Tableau IV.7: Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = +0.2 103
Tableau IV.8 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = -0.3 104
Tableau IV.9 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = +0.2 104
Tableau IV.10 : Coefficient de pression de vent pour Cpi = -0.3 105
Tableau IV.11 : Détermination Calcule de la force extérieure Fw,e 106
Tableau IV.12 : Détermination Calcule de la force extérieure Fw,i 107
Tableau IV.13 : Calcule de La force exercée par le vent R 108

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau V.1 : Centre de gravité et le centre de mass de la 1^{ére} variante 114
Tableau V.2 : Excentricité théorique de la 1^{ére} variante. 114
Tableau V.3 : Excentricité accidentelle de la 1^{ére} variante 115
Tableau V.4 : Excentricité Retenue de la 1^{ére} variante 116
Tableau V.5 : Résultats de l'analyse dynamique de le 1^{ére} variante 118
Tableau V.6 : Déplacement maximum absolue des étages le 1^{ére} variante. 120
Tableau V.7 : Centre de gravité et le centre de mass de la 2^{éme} variante 121

Tableau V.8 : Excentricité théorique de la 2éme variante 122
Tableau V.9 : Excentricité accidentelle de la 2éme variante 122
Tableau V.10 : Excentricité Retenue de la 2éme variante. 123
Tableau V.11 : Résultats de l'analyse dynamique de le 2éme variante. 125
Tableau V.12 : Déplacement maximum absolue des étages le 2éme variante.....127
Tableau V.13 : Comparaison entre les deux variantes.....127
Tableau V.14 : Calcule de la force sismique par la méthode statique équivalente.....131
Tableau V.15 : Vérification de l'effort normal réduit sous les combinaisons sismiques sur les poteaux.....134
Tableau V.16 : Vérification de déplacement inter-étages.....135
Tableau V.17 : Calcule du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens X.....136
Tableau V.18 : Calcule du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y.....136
Tableau V.19 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X.....137
Tableau V.20 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y.....138
Tableau V.21 : Taux de participation sismique des portiques et les voile dans le sens X....138
Tableau V.22 : Taux de participation sismique des portiques et les voile dans le sens Y....138

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Tableau VI.1 : Les sollicitations des calculs des poutres principales 149
Tableau VI.2 : Ferraillage longitudinale total des poutres principales 149
Tableau VI.3 : Les vérifications à l'ELU (2éme-7émé étage).....150
Tableau VI.4 : Les vérifications à l'ELU (8éme étage) 150
Tableau VI.5 : Les vérifications à l'ELU (terrasse inaccessible) 151
Tableau VI.6 : Les armatures transversales (2éme-7éme étage).....151
Tableau VI.7 : Les armatures transversales (8éme étage).....152
Tableau VI.8 : Les armatures transversales (terrasse inaccessible).....152
Tableau VI.9 : Vérification à ELS des poutres principale 153
Tableau VI.10 : Les sollicitations des calculs des poutres Secondaire.....155
Tableau VI.11 : Ferraillage longitudinale total des poutres secondaires 156
Tableau VI.12 : Les vérifications à l'ELU (RDC -1ér étage).....157
Tableau VI.13 : Les vérifications à l'ELU (2éme-7éme étage) 157
Tableau VI.14 : Les vérifications à l'ELU (8éme étage) 158
Tableau VI.15 : Les vérifications à l'ELU (terrasse inaccessible) 158

Tableau VI.16 : les armatures transversales (RDC -1^{ér} étage).....159
Tableau VI.17 : les armatures transversales (2^{éme}-7^{éme} étage).....159
Tableau VI.18 : les armatures transversales (8^{éme} étage).....160
Tableau VI.19 : Les armatures transversales (terrasse inaccessible).....160
Tableau VI.20 : Vérification à ELS des poutres secondaire.....161
Tableau VI.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement. 165
Tableau VI.22 : Sollicitations des calculs des poteaux.....169
Tableau VI.23 : Ferraillage longitudinale des poteaux.....170
Tableau VI.24 : Ferraillage longitudinale des poteaux (50x50) 170
Tableau VI.25 : Ferraillage longitudinale des poteaux (45x45) 170
Tableau VI.26 : Vérification à ELS des poteaux 171
Tableau VI.27 : Les sollicitations et les caractéristiques géométriques des voiles 175
Tableau VI.28 : Ferraillage verticale et horizontale des voiles 176

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Tableau VII.1 : Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU 179
Tableau VII.2 : Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS. 180
Tableau VII.3 : Vérification au non poinçonnement 187
Tableau VII.4 : Centre de gravité du radier 187
Tableau VII.5 : Inertie Ix du radier.....188
Tableau VII.6 : Inertie Iy du radier.....188
Tableau VII.7 : Calcul des sollicitations à ELU 191
Tableau VII.8 : Calcul des sollicitations à ELS.....191
Tableau VII.9 : Ferraillage du radier à l'ELU 191
Tableau VII.10 : Ferraillage du radier à l'ELS.....192
Tableau VII.11 : Les sollicitations des calculs de la poutre la plus sollicitée 195
Tableau VII.12 : Ferraillage longitudinale total la poutre la plus sollicitée 195
Tableau VII.13 : Vérification de l'effort tranchant.....196
Tableau VII.14 : Les armatures transversales (Poutres Principales) 196
Tableau VII.15 : Les armatures transversales (Poutres Secondaire) 197
Tableau VII.16 : Vérification des contraintes à l'ELS 197

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I .1. Généralités :

La connaissance des propriétés des matériaux est fondamentale dans toutes les études, applications techniques et choix architecturaux. Le respect des exigences de sécurité des constructions, de confort et d'environnement est aussi directement lié aux performances et capacités des matériaux. Les mettre en relation avec les besoins de stabilité mécanique, de sécurité en cas d'incendie, d'isolation contre le bruit, de confort d'isolation (thermique et acoustique) et de protection contre l'humidité n'est pas simple, mais s'avère essentiel. Pour le calcul des éléments (poteaux, poutres, voiles…..) constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues BAEL91, RPA99 modifié en 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux béton, acier et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I .2. Présentation de l'ouvrage :

I .2.1. Introduction :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8 avec sous-sol à usage d'habitation, Le projet se situe à Hai Seddikia Wilaya d'Oran.

Le bâtiment est caractérisé par une ossature auto stable (portique en béton armé) et voiles, (d'après le RPA99/VERSION 2003), le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques (voir RPA99)

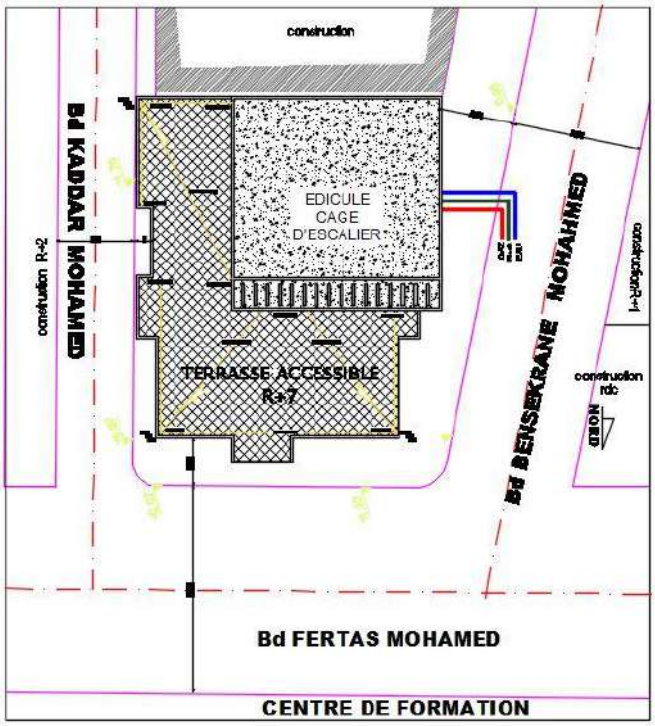


Figure I.1 : Plan de masse de la structure

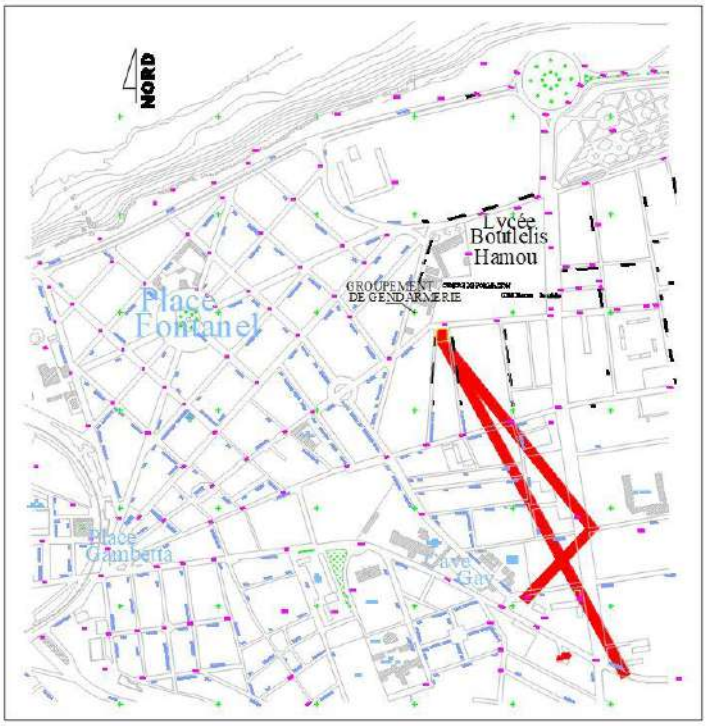


Figure I.2 : Plan de situation de la structure

Ce bâtiment est composée de :

- Le sous-sol destiné à être comme parking.
- Rez–de-chaussé qui contient des locaux.
- 1er étage contient deux appartement plus l'extension des locaux en dessous
- Sept étages courant à usage d'habitation.

I .2.2. Caractéristiques de la structure :

Caractéristiques de la structure :

- Longueur en plan---------- 21.42 m.
- Largeur en plan---------- 17.77 m.
- Hauteur sous- sol ---------- 2.90 m.
- Hauteur du RDC---------- 3.90 m.
- Hauteur étage courant---------- 3.40 m.
- Hauteur totale---------- 34 m.

I .2.3. Les données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de sismicité zone IIa (sismicité moyen).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble : catégorie S3
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1{,}5$ bars.

I .3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I .3.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydrique », lorsque sa prise se fait par hydratation. Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment », l'un des plus fréquemment utilisés, On peut aussi utiliser un liant hydrocarboné (bitume), ce qui conduit à la fabrication du « béton bitumineux ».

Le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celle fixées par le C.B.A 93 ou le BAEL 91

I .3.1.1. Résistances mécaniques du béton :

I .3.1.1.1. La résistance en compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} . f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.4 + 0.95j} . f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

I .3.1.1.2. La résistance en traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$

Donc pour :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2{,}1 \text{ Mpa}$

I .3.1.1.3. Modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

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

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ 32164.195 MPa

Pour :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :**

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa.}$

Pour :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$

I 3.1.1.4. Coefficients de poisson :

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

I .3.1.2. Contrainte limite :

I .3.1.2.1. Etat Limite Ultime de Résistance : (E.L.U.R)

- **Contrainte ultime de béton :**

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

- la valeur de calcul de contrainte limite du béton en compression est :

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

Ou :
- le coefficient de sécurité partiel.

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

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
  - θ = 1 si la durée est supérieure à 24h
  - θ = 0,9 si la durée est comprise entre 1h et 24h

$f_{bu} = 14.17$ MPa Pour : $\gamma_b = 1.5$ et θ = 1

$f_{bu} = 18.48$ MPa Pour : $\gamma_b = 1.15$ et θ = 1

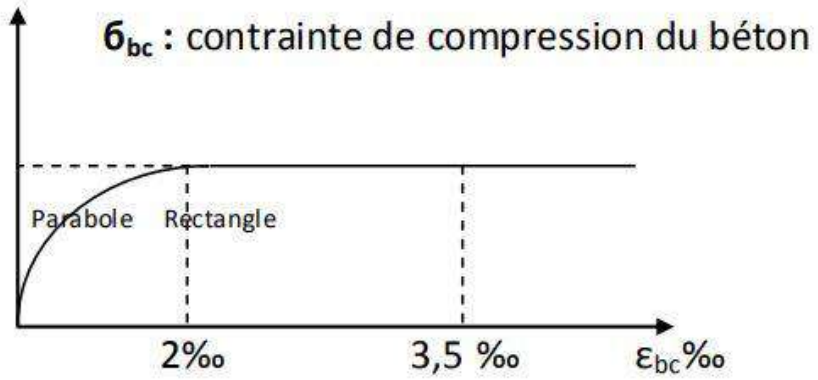


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91)**

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$$ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right]$$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Dans notre cas :

$\bar{\tau}_u =$ 3,33 MPa fissuration peu préjudiciable.

et

$\bar{\tau}_u =$ 2,50 MPa fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I .3.1.2.2. Etat limite de service :(E.L.S)

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $= 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

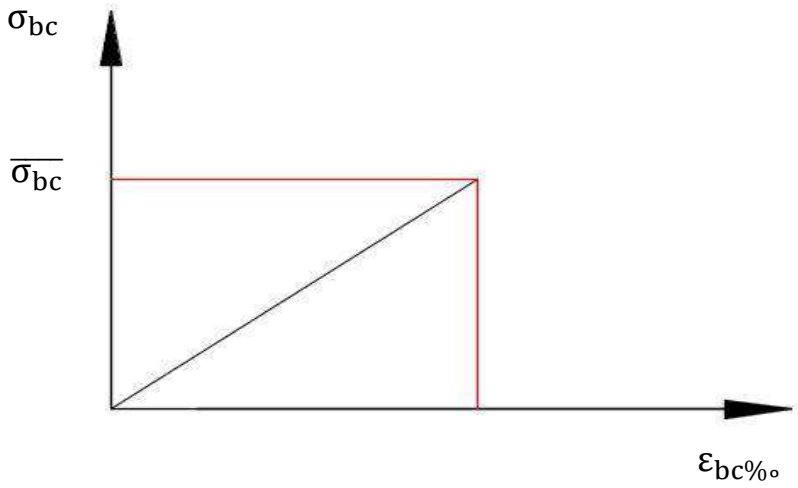


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

I .3.2. Les aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

-Nuance pour 0.15à 0.25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.

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

I 3.2.1. Les caractéristiques mécaniques :

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

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 Φ> 6mm TL50 Φ ≤ 6mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

I .3.2.2. Contrainte limite des Aciers :

I .3.2.2.1. Etat limite ultime : (E.L.U)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, On introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ Cas général.

$\gamma_s = 1.00$ Cas des combinaisons accidentelles.

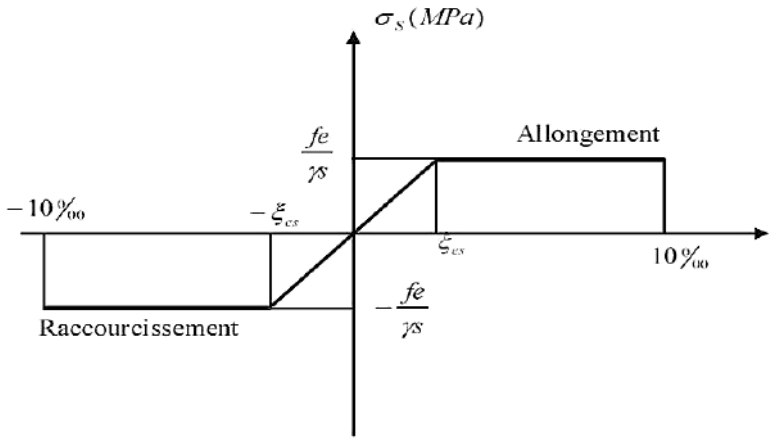


Figure I.5 : Diagramme contrainte –déformation de calcul de l'acier

I 3.2.2.2. Etat limite de service : (E.L.S)

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

♦ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

η: coefficient de fissuration.

- η=1 Pours ronds lisses R.L
- η=1.6 Pour hautes adhérences H.A

CHAPITRE II

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNE-MENT DES ELEMENTS

II. 1. Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II . 2. Pré dimensionnement et descente de charges :

II .2.1 Les planchers :

- **Plancher en corps creux :**

L'épaisseur « e » du plancher est obtenue par condition de flèche suivante :

$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$ ..... [BAEL91 / 7.6.8, 424]

$L = \min(L_X, L_Y)$.

Avec :

- e : Hauteur totale du plancher.
- L : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

Tableau II.1 : Estimation de l'épaisseur «e» du plancher.

L_x(m)	L_y(m)	e(m)
6.58	5.6	25

On adopte pour un plancher de 20+5 composé d'un corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 5 cm.

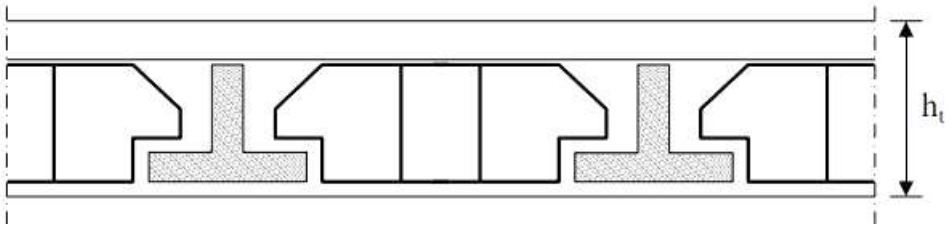


Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

Tableau.II.2 : Descente des charges (terrasse inaccessible)

N◦	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ(kn/m³)	poids G (KN /m²)
1	Gravillon de protection roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux	(0.2+0.05)		3.35
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**7.03**

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1KN/m^2}$

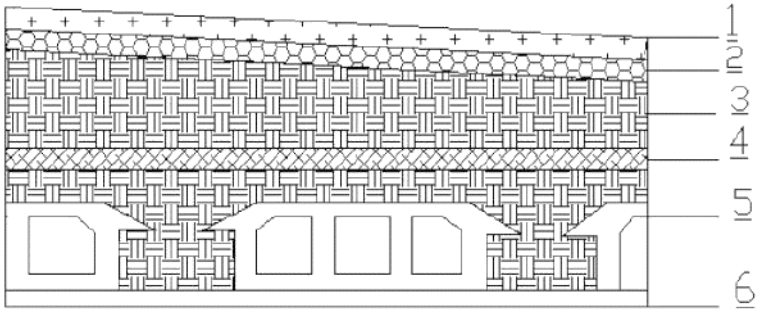


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible

- **Plancher terrasse (accessible) :**

Tableau.II.3 : Descente des charges (terrasse accessible)

N◦	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ(kn/m³)	Poids G (KN /m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose de ciment	0.02	20	0.4
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	lit de sable	0.02	18	0.36
5	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
6	Plancher à corps creux	(0.2+0.05)		3.35
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**7.07**

- Sur charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.5KN/m^2}$

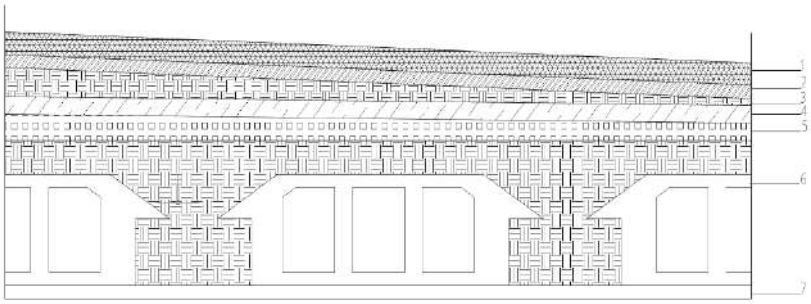


Figure II.3 : Plancher terrasse accessible

- **Plancher étage courant, RDC :**

Tableau.II.4 : Descente des charges (étage courant, RDC)

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ(kn/m³)	Poids G (KN /m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	(0.2+0.05)		3.35
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	cloisons	0.1	10	1
			G	**5.75**

- Surcharge d'exploitation :
  - Etage courant : $\mathbf{Q = 1.5\ KN/m^2}$
  - RDC -1er étage (locaux d'usage commerciale) : $\mathbf{Q = 5\ KN/m^2}$
  - Parking : $\mathbf{Q = 2.5\ KN/m^2}$

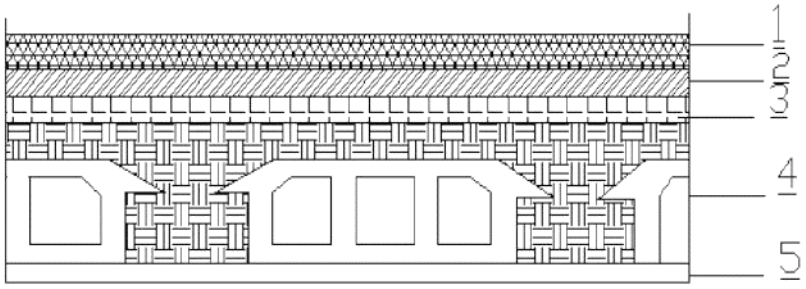


Figure II.4 : Etage courant, RDC

II .2.2. dalle pleine :

- Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions :

$l_x < l_y$

- Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$

$e \geq \frac{l_x}{20}$ Pour un panneau isolé.

$e \geq \frac{l_x}{25}$ Pour un panneau continue.

- Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$

$e \geq \frac{l_x}{30}$ Pour un panneau isolé.

$e \geq \frac{l_x}{40}$ Pour un panneau continue.

Pour : $190 < 558$:

Donc :

$$\alpha = \frac{190}{558} = 0.341 < 0.4$$

Pour un panneau continue :

$$e \geq \frac{190}{25} \rightarrow e \geq 7.6$$

- **Résistance au feu :**

e = 7cm Pour une heure de coup de feu.

e = 11cm Pour deux heures de coup de feu.

e =17,5 cm Pour un coupe-feu de quatre heures.

Donc on opte une épaisseur **e=20cm**

Tableau.II.5 : Descente des charges du port à faux (étage courant)

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m^3)	Poids G (KN /m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.2	25	5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	cloisons	0.1	10	1
			G	**7.40**

- Surcharge d'exploitation d'étage courant : $\mathbf{Q = 1.5\ KN/m^2}$

Tableau.II.6 : Descente des charges du port à faux (terrasse inaccessible)

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m³)	poids G (KN /m²)
1	Gravillon de protection roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**8.68**

- Surcharge d'exploitation d'étage courant : $\mathbf{Q = 1KN/m^2}$

II .2.3. La maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

La maçonnerie des murs extérieurs est portée sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Tableau.II.7 : Descente des charges (Murs extérieurs)

N◦	désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m³)	poids G (KN /m²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.1	9	0.90
3	Briques creuses	0.1	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.20
			G	**2.4**

Avec 30 % d'ouverture: $0.7 \times 2.4 = 1.68\ \mathrm{kN/m^2}$

$\mathbf{G = 1.68\ kN/m^2}$

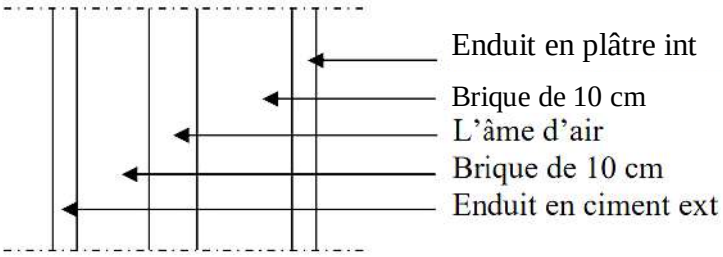


Figure II.5 : Coupe transversale du mur extérieur

- **Murs intérieurs**

Tableau.II.8. : Descente des charges (Murs intérieurs)

N◦	désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m^3)	poids G (KN /m^2)
1	Enduit extérieur en plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.20
			G	**1.3**

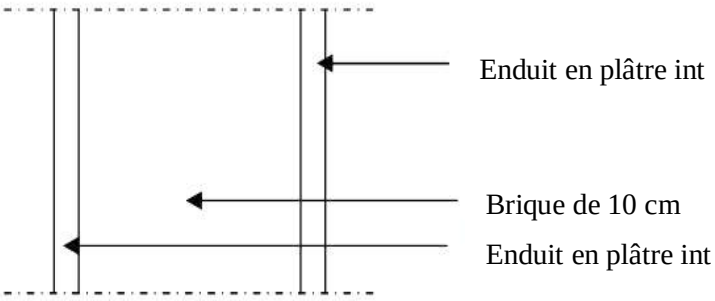


Figure II.6 : Coupe transversale du mur intérieur

II .2.4. Les Balcons :

Ils sont constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{Lx}{15} \leq e \leq \frac{Lx}{20} + 7 \quad \text{avec } Lx = 2.61m$$

$17.4 \leq e \leq 20$ En prend **e= 20 cm**

Le balcon est constitué par une console en béton armé, On estime le poids propre du balcon comme suit :

Tableau.II.9 : Descente des charges du balcon

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m3)	poids G (KN /m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	6.4

- Sur charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 3.5\ KN/m^2}$

II .2.5. Les Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

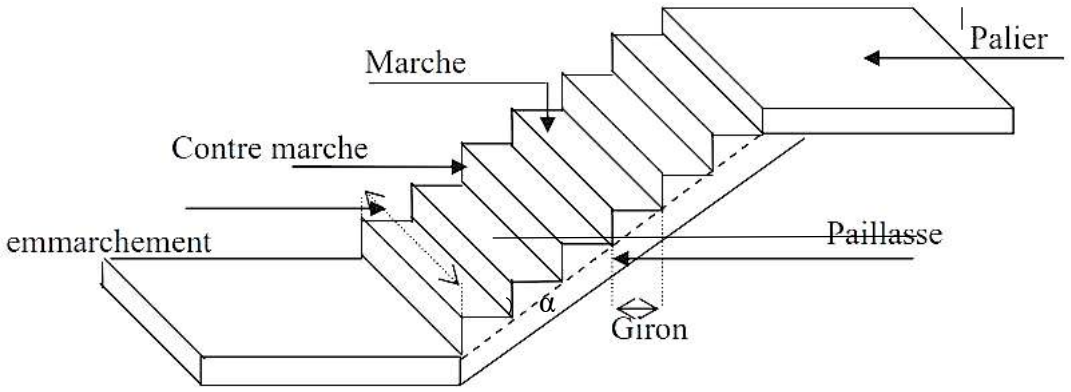


Figure II.7 : Schéma d'escalier

Un escalier est déterminé par :

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

- **Formule de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$59 \leq 2h + g \leq 66$ cm

En pratique on prend $g+2h = 64$cm

h : hauteur de marche (valeur moyenne) : 13 cm ≤ h ≤ 17 cm

Pour h=17cm

$$g + 2(17) = 64\text{cm}$$

$$\mathbf{g = 30cm}$$

1. Niveau étage courant : type d'escalier :

- Hauteur d'étage : $he = 340\text{cm}$
- Hauteur de la volée: $H = he/2 = 340/2 = 170\text{cm}$

- **Détermination du nombre de marches :**

$$n = \frac{170}{17} = 10 \text{ contremarches dans chaque volée}$$

- **Longueur de ligne de foulée :**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L = (n1 - 1).g \Rightarrow L = 0.3 \text{ x } 9 = 2.7\text{m}.$$

- **Inclinaison :**

$$\text{arctg } \alpha = \frac{170}{270} = 32.20°$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_p = \frac{170}{\sin \alpha} = 319.02\text{cm}$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{319.02}{30} \leq e_p \leq \frac{319.02}{20} \quad \rightarrow \quad 10.63 \leq e_p \leq 15.95$$

En prend **e= 10cm**

2. Niveau RDC-1ére étage :

- Hauteur d'étage : he = 390cm .

- Hauteur de gravir : - les deux volée : H1 = 170 cm.
  H2 = 220 cm

- **Détermination du nombre de marches :**

$n = \frac{390}{17} \approx 23$ conttemarches.

Donc : 10 contremarches pour 1ére Volée.
13 contremarches pour 2éme volée.

- **Longueur de ligne de foulée :**

L = (n1 -1).g ⇒ L = 0.3 x 9 = 2.7m.
L= (n2 -1).g ⇒ L= 0.3 x 12 = 3.6 m.

- **Inclinaison :**

$\text{arctg}\ \alpha_1 = \frac{170}{270} = 32.20°.$

$\text{arctg}\ \alpha_2 = \frac{220}{360} = 31.43°.$

- **longueur de la paillasse :**

$L_{p1} = \frac{170}{\sin \alpha_1} = 319.02\text{cm}.$

$L_{p2} = \frac{220}{\sin \alpha_2} = 421.895\text{cm}.$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

$\frac{319.02}{30} \leq e_p \leq \frac{319.02}{20} \rightarrow 10.63 \leq e_p \leq 15.95$

$\frac{421.895}{30} \leq e_p \leq \frac{421.895}{20} \rightarrow 14.06 \leq e_p \leq 21.09$

- En prend **e= 20 cm.**

3. RDC-MEZZANINE : type d'escalier : deux volées

- Hauteur d'étage : he = 153cm.
- Hauteur de la volée :

H1= 68cm.
H2= 85cm.

- **Détermination du nombre de marches :**

$n = \frac{153}{17} = 9$ contremarches .

Donc : $\begin{cases} 4 \text{ contremarches pour } 1^{ére} \text{ volée.} \\ 5 \text{ contremarches pour } 2^{éme} \text{volée.} \end{cases}$

- **Longueur de ligne de foulée :**

L = (n1 -1).g ⇒ L = 0.3 x 3 = 0.9m.
L= (n2 -1).g ⇒ L= 0.3 x 4 = 1.2m.

- **Inclinaison :**

$\text{arctg } \alpha_1 = \frac{68}{90} = 37.07°.$

$\text{arctg } \alpha_2 = \frac{85}{120} = 35.31°.$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_{p1} = \frac{68}{\sin \alpha_1} = 112.81\text{cm}$$

$$L_{p2} = \frac{85}{\sin \alpha_2} = 147.06\text{m}$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

$$\frac{112.81}{30} \leq e_p \leq \frac{112.81}{20} \quad \rightarrow \quad 3.76 \leq e_p \leq 5.64$$

$$\frac{147.06}{30} \leq e_p \leq \frac{147.06}{20} \quad \rightarrow \quad 4.9 \leq e_p \leq 7.35$$

En prend **e = 10cm**

4. Sous-Sol –RDC :

- Hauteur d'étage : he = 290cm.
- Hauteur de gravir :

H1= 136cm.
H2= 153cm.

- Choix de la hauteur marches : h = 17cm

- **Détermination du nombre de marches :**

$n = \frac{220}{17} = 17$ contremarches.

Donc : $\begin{cases} 8 \text{ contremarches pour } 1^{ére} \text{ volée.} \\ 9 \text{ contremarches pour } 2^{éme} \text{volée.} \end{cases}$

- **Longueur de ligne de foulée :**

L = (n1 -1).g ⇒ L = 0.3 x 7 = 2.1m.
L= (n2 -1).g ⇒ L= 0.3 x 8= 2.4 m.

- **Inclinaison :**

$\text{arctg } \alpha_1 = \frac{136}{210} = 32.928°.$
$\text{arctg } \alpha_2 = \frac{153}{240} = 32.518°.$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_{p1} = \frac{136}{\sin \alpha_1} = 250.191\text{cm}$$
$$L_{p2} = \frac{153}{\sin \alpha_2} = 284.616 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

$$\frac{250.191}{30} \leq e_p \leq \frac{250.191}{20} \quad \rightarrow \quad 8.340 \leq e_p \leq 12.510$$

$$\frac{284.616}{30} \leq e_p \leq \frac{284.616}{20} \quad \rightarrow \quad 9.4872 \leq e_p \leq 14.231$$

En prend **e= 14m**

Teunir compte de la condition :

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

Donc pour la paillasse en prend $\mathbf{e_v}$**=20cm**.

- **Epaisseur de palier (ev) :**

On prend la même épaisseur pour le palier : $\mathbf{e_p}$**=20cm.**

- **Paillasse :**

Tableau.II.10 : Descente des charges (Paillasse d'escalier)

N◦	Désignation	e(m)	poids volumique ρ(kn/m^3)	poids G (KN /m^2)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
5	Mortier de ciment vertical	0.02	20	0.4
6	Poids propre de la paillasse	0.2	25	5
7	Poids propre des marches	0.17 / 2	22	1.87
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
9	Garde-corps			0.1
			G	**9.21**

- Sur charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 2.5\ KN/m^2}$

- **Palier :**

Tableau.II.11 : Descente des charges (Palier d'escalier)

N◦	Désignation	e(m)	Poids volumique ρ(kn/m^3)	poids G (KN /m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose en ciment	0.02	20	0.4
5	Poids propre du palier	0.2	25	5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	**6.4**

- Sur charge d'exploitation $\mathbf{Q = 2.5\ \frac{KN}{m^2}}$

II .2.6. L'acrotère :

- **Calcul de la surface :**

$$S = (1 \times 0.1) + (0.05 \times 0.25) + (\frac{0.15 + 0.25}{2} \times 0.05) = 0.123\ m^2$$

- **Evaluation de la charge :**

$\rho = 25\ KN/m^3$

$G = S \times 25$

$\mathbf{G = 3.075 kN/m}$.

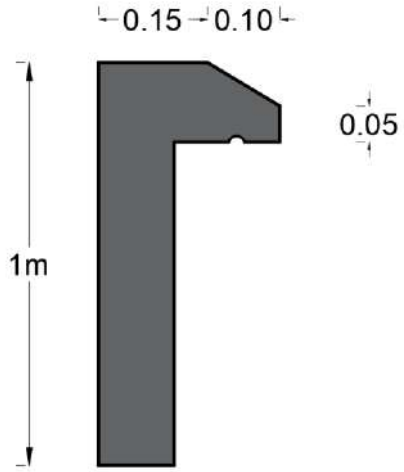


Figure II.8 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère

II .2.7. Les poutres :

Les poutres doivent respecter les conditions et les dimensions suivantes de BAEL91 suivant :

$$L_{max}/_{15} \leq h \leq L_{max}/_{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Et selon l'article 7.5.1 du DTR BC. 2.48 (RPA99/Version2003) :

$b \geq 20$ cm.

$h \geq 30$ cm.

$h/b \leq 4.0$.

Avec :

- L : Portée de la poutre
- h : Hauteur de la section
- b : Largeur de la section

- **Poutres principales :**

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles reposent sur des éléments porteurs :

- **La hauteur h :**

Pour $\mathbf{L_{x,max} = 658cm}$

$$658/_{15} \leq h \leq 658/_{10} \quad \rightarrow \quad 43.86 \leq h \leq 65.8$$

On prend : **h = 55 cm.**

- **La largeur b :**

$$0.3 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55 \quad \rightarrow \quad 16.5 \leq b \leq 38.5$$

On prend : **b = 30 cm.**

- **Poutres secondaires :**

Elles assurent le chainage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales :

- **La hauteur h :**

Pour $\mathbf{L_{y,max} = 560m}$

$$^{560}/_{15} \leq h \leq {}^{560}/_{10} \quad \rightarrow \quad 37.33 \leq h \leq 56$$

On prend : **h = 45 cm.**

- **La largeur b :**

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \rightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend : **b = 30 cm.**

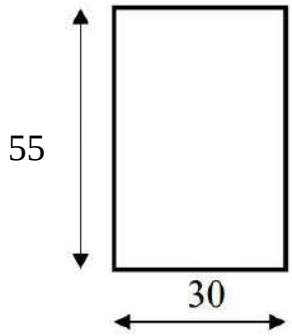


Figure II.9 : Dimension de la poutre principale

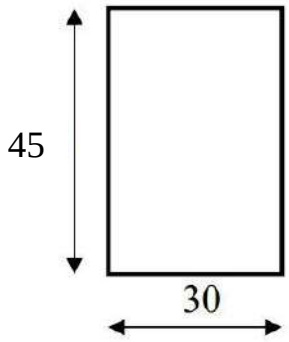


Figure II.10 : Dimension de la poutre secondaire

II .2.8. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1), On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/Version2003. Selon l'article B.8.4.1 du BAEL 91 : l'effort normal ultime Nu agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}\right)$$

Selon les règles du B.A.E.L 91, elles préconisent de prendre la section réduite Br :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\frac{A_s}{B_r}\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

Avec :

$$N_{ul} = 1{,}35\, N_G + 1{,}5 N_Q$$

Dans laquelle :

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton **f_{c28} = 25MPa.**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{f_{bc} = 14.167}$$

$\theta = 1 (\text{charge} > 24)$

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 500MPa.
- $f_e / \gamma_s = 400/1.15 = 435\text{MPa}$
- Avec :
- γ_b : 1,5.
- γ_s: 1,15.
- β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes :

$\beta = 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2$ si $\lambda \leq 50.1$

$\beta = 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500}$ si $50 < \lambda < 70$

On se fixe sur un élancement mécanique par exemple λ = 35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : **β = 1.2**

Selon le RPA99/V2003 (7.4.2.1) Pour une zone sismique IIa, Le pourcentage minimal des armatures est de 0,8%

$$\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{B_r}} = \mathbf{0.8\% \ldots Zone\ IIa}$$

Donc :

$B_r \geq 0.0642\, N_{ul}$

L'article (7.4.3.1) du RPA99/V2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 30$$

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Air brute de cette dernière.

- **Calcul de la surface influencée :**

❖ **Poteaux centrale :**

$S = S1 + S2 + S3 + S4$

$S = (2.8 \times 2.79) + (2.79 \times 2.335) + (2.335 \times 2.465) + (2.465 \times 2.8)$

$\mathbf{S = 26.985\ m^2}$

$S_{terrasse} = 4.867 + 6.140 + 5.720 + 4.534$

$\mathbf{S_{terrasse} = 21.261\ m^2}$

- **Niveau terrasse inaccessible : $S_{terrasse} = 21.261\ m^2$**

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 0.703 \times 21.261 = 14.946$ t
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.785 + (0.3 \times 0.45) \times 3.675]$ =3.410 t
- Surcharges : $Q = 0.1 \times 21.26 = 2.16$ t

$\mathbf{G_T = 18.356\ t}$; $\mathbf{Q = 2.126}$ t

- **Niveau terrasse accessible : $S = 26.985\ m^2$**

- Plancher : $G_{cc} = 0.707 \times 26.985 = 19.078$ t
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 5.135]$ =3.704t
- Surcharges : $Q = 0.15 \times 26.985 = 4.048$t t

$\mathbf{G_T = 22.782t}$; $\mathbf{Q = 4.048}$t

- **Niveau étage courant (1-6^{éme} étage) : $S = 26.985\ m^2$**

- Plancher : $G_{EC} = 0.575 \times 26.985 = 15.516$t
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 5.135]$ =3.704t
- Surcharges : $Q = 0.15 \times 26.985 = 4.048$t t

$\mathbf{G_T = 19.220\ t}$; $\mathbf{Q = 4.048}$t

- **Niveau RDC + Sous-sol : $S = 26.985\ m^2$**

- Plancher : $G_{EC} = 0.575 \times 26.985 = 15.516t$
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 5.135]$ =3.704t
- Surcharges : $Q = 0.5 \times 26.985 = 13.493t$

$$\mathbf{G_T = 19.220\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 13.493}t$$

❖ **Poteau de rive :**

Pour les poteaux de rive la section est diffèrent tout dépend de l'étage **:**

- **Niveau terrasse inaccessible :**

$S_{TI} = 5.371 + 5.72$

$\mathbf{S_{TI} = 11.091\ m^2}$

- Plancher : $G_{pt-CC} = 0.703 \times 11.091 = 7.797\ t$
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.415 + (0.3 \times 0.45) \times 2.05]$ =2.723 t
- Surcharge : $Q_{CC} = 0.1 \times 11.091 = 1.109\ t$

- Acrotère : $G_{acr} = 0.3075 \times 1 \times 5.415 = 1.665t$

$$\mathbf{G_T = 12.185\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 1.109}\ t$$

- **Niveau terrasse accessible :**

$S_{CC} = 5.756 + 6.515$

$\mathbf{S_{CC} = 12.271\ m^2}$

$S_{DP} = 5.301 + 0.720 + 0.7395$

$\mathbf{S_{DP} = 6.761 m^2}$

- Plancher terrasse : $G_{pt-CC} = 0.707 \times 12.271 = 8.676t$
  $G_{pt-DP} = 0.74 \times 6.761 = 5t$

- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 2.335]$ =2.759 t
- Surcharge : $Q_{CC} = 0.15 \times 12.271 = 1.841\ t$
  $Q_{DP} = 0.15 \times 6.761 = 1.014\ t$

- Acrotère :

$G_{acr} = 0.3075 \times 1 \times 7.155 = 2.200t$

$$\mathbf{G_T = 17.635\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 2.855}\ \text{t}$$

- **Niveau 6éme étage :**

$S_{CC} = 5.756 + 6.51$
$\mathbf{S_{CC} = 12.271\ m^2}$

$S_{DP} = 2.79 \times 1.9$
$\mathbf{S_{DP} = 5.301 m^2}$

$S_{DPBalcon} = 2.465 \times 1.6$
$\mathbf{S_{DPBalcon} = 4.684 m^2}$

- Plancher EC : $G_{pt-CC} = 0.575 \times 12.271 = 7.056$ t
  $G_{pt-DP} = 0.74 \times 5.301 = 3.923$t
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 2.335]$ =2.759 t
- Surcharge : $Q_{CC} = 0.15 \times 12.271 = 1.841$ t
  $Q_{DP} = 0.15 \times 5.301 = 0.795$ t
- Mur ext : $G_{me} = 0.1995 \times 3.2 \times 7.155 = 3.847$t
- Balcon : $G_B = 0.64 \times 4.684 = 2.998$t
  $Q_B = 0.35 \times 4.684 = 1.639$ t
- Gard corps : $G_{acr} = 0.252 \times 1 \times 2.465 = 0.621$t

$$\mathbf{G_T = 21.206t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 4.275}\ \text{t}$$

- **Niveau étage courant 1-5 :**

$S_{CC} = 5.756 + 6.51$
$\mathbf{S_{CC} = 12.271\ m^2}$

$S_{DP} = (2.465 + 2.79) \times 1.9$
$\mathbf{S_{DP} = 9.985 m^2}$

- Plancher : $G_{pt-CC} = 0.575 \times 12.271 = 7.056$
  $G_{pt-DP} = 0.74 \times 9.985 = 7.389$t
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 2.335]$ =2.759 t
- Surcharge : $Q_{CC} = 0.15 \times 12.271 = 1.841$ t
  $Q_{DP} = 0.15 \times 9.985 = 1.498$ t

- Mur ext : $G_{acr} = 0.168 \times 3.2 \times 5.255 = 2.825t$

$$\mathbf{G_T = 20.029t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 3.339}\ t$$

- **Niveau RDC + Sous-sol :**

$S_{CC} = 5.756 + 6.51$
$\mathbf{S_{CC} = 12.271\ m^2}$

- Plancher : $G_{pt-CC} = 0.575 \times 12.271 = 7.056\ t$
- Poutres (PP+PS) : $G_p = 2.5[(0.3 \times 0.50) \times 5.255 + (0.3 \times 0.45) \times 2.335]$ =2.759 t
- Surcharge : $Q_{CC} = 0.5 \times 12.271 = 6.136\ t$
- Mur ext : $G_{sous-sol} = 0.168 \times 2.7 \times 5.255 = 2.831t$

$$G_{RDC} = 0.168 \times 3.7 \times 5.255 = 3.267t$$

$$\mathbf{G_{sous-sol} = 12.646\ t} \quad ; \quad \mathbf{Q = 6.136}\ t$$
$$\mathbf{G_{pl+RDC} = 13.082\ t} \quad ;$$

Tableau.II.12 : Résultat des charges Q et G

	Poteau central		Poteau rive	
La charge	**G**	**Q**	**G**	**Q**
Terrasse non accessible (8éme étage)	18.356	2.126	12.185	1.109
terrasse accessible (7éme étage)	22.782	4.048	17.635	2.855
6éme étage	19.220	4.048	21.206	4.275
1-5éme étage	19.220	4.048	20.029	3.339
RDC	19.220	13.493	12.646	6.136
Sous-sol	19.220	13.493	13.082	6.136

- **La dégression des charges (D.T.R B.C.2.2 article 6.3) :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement **:**

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_1 \quad pour\ n \geq 5}$$

Sous terrasse …… Q_0.
Sous étage 1 ……$Q_0 + Q_1$.
Sous étage 2 …… $Q0 + 0{,}95\ (Q_1 + Q_2)$.
Sous étage 3 …… $Q0 + 0{,}90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
Sous étage 4…… $Q0 + 0{,}85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
Sous étage 5 …… $Q0 + 0{,}80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
Sous étage n …….. $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots\ldots + Q_n)$ Pour n≥5.

Avec :

- Q_0: Surcharge d'exploitation à la terrasse.
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Tableau.II.13 : Résultat de calcul de la loi de dégression des charges

Niveau	Poteau central	Poteau rive
Terrasse inaccessible	2.126	1.109
Terrasse accessible	6.174	3.964
6éme étage	9.817	7.883
5éme étage	13.056	10.531
4éme étage	15.889	12.846
3éme étage	18.318	14.827
2éme étage	20.342	16.474
1 ér étage	22.358	18.12
RDC	30.883	21.707
Sous-sol	39.026	25.186

- **Estimation des sections droites :**
  - **Poteaux centraux**

Tableau.II.14 : Estimation des sections droites (Poteaux centraux)

Niveau	G	N_G	Q	N_Q	N_{UL}	B_r	a	B
8émé étage	18.356	18.356	2.126	2.126	27.970	0.018	0.134	**45x45**
7éme étage	22.782	41.138	4.048	6.174	64.797	0.042	0.222	**45x45**

6éme étage	19.220	60.358	4.048	9.817	96.209	0.062	0.267	**45x45**
5éme étage	19.220	79.578	4.048	13.056	127.014	0.082	0.305	**45x45**
4éme étage	19.220	98.798	4.048	15.889	157.211	0.0100	0.335	**50x50**
3éme étage	19.220	118.018	4.048	18.318	186.801	0.120	0.365	**50x50**
2éme étage	19.220	137.238	4.048	20.342	218.808	0.139	0.391	**50x50**
1ér étage	19.220	156.458	4.048	22.358	244.755	0.157	0.415	**55x55**
RDC	19.220	175.678	13.493	30.883	283.490	0.182	0.445	**55x55**
Sous-sol	19.220	194.898	13.493	39.026	321.651	0.207	0.474	**55x55**

- **Poteaux rive :**

Tableau.II.15 : Estimation des sections droites (Poteaux rive)

Niveau	G	N_G	Q	N_Q	N_{UL}	B_r	a	B
8émé étage	12.056	12.056	1.109	1.109	17.939	0.012	0.13	**45x45**
7éme étage	17.635	29.700	2.855	3.964	46.041	0.029	0.190	**45x45**
6éme étage	21.927	51.627	4.275	7.883	81.521	0.052	0.248	**45x45**
5éme étage	20.559	72.186	3.339	10.531	113.248	0.072	0.288	**45x45**
4éme étage	20.559	92.745	3.339	12.846	144.475	0.092	0.323	**50x50**
3éme étage	20.559	113.304	3.339	14.827	175.201	0.112	0.355	**50x50**
2éme étage	20.559	133.863	3.339	16.474	204.497	0.131	0.382	**50x50**
1ér étage	20.559	154.422	3.339	18.120	235.650	0.150	0.407	**55x55**
RDC	13.694	168.116	6.136	21.707	259.517	0.166	0.427	**55x55**
Sous-sol	12.646	180.762	6.136	25.186	281.808	0.180	0.444	**55x55**

D'après **RPA99/Version2003 Art7.4.1** Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

- **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article7.4.1 du RPA99/version 2003. Les conditions sont suivantes :

$\text{Min}(a, b) \geq 25$ Zone : I et IIa

$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$

Tableau.II.16 : Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003

Niveau	Poteaux	$\text{Min}(a, b) \geq 25$	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{a}{b}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$
Sous-sol	55x55	Vérifier	265	13.25	Vérifier	1	Vérifiée
RDC	55x55	Vérifier	365	18.25	Vérifier	1	Vérifiée
1^{ér} étage	55x55	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
2^{éme} étage	50x50	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
3^{éme} étage	50x50	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
4^{éme} étage	50x50	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
5^{éme} étage	45x45	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
6^{éme} étage	45x45	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
7^{éme} étage	45x45	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée
8^{éme} étage	45x45	Vérifier	315	15.75	Vérifier	1	Vérifiée

- **Vérification de la condition du flambement :**

- **Calcul de moment d'inertie I :**

$Ix = Iy = \frac{a \times b^3}{12}$

- **Rayon de giration i :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **Elancements mécanique λ (x, y) :**

$$l_f = k_0 \times l_0$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.
- l_0 = la longueur libre du poteau
- k_0= 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Tableau.II.17 : Vérification de condition du flambement

Niveau	Poteaux	l_0	l_f	I(cm^4)	B(cm^2)	i(cm)	λ	Vérification
Sous-sol	55x55	290	203	762552,083	3025	15,877	12,786	Vérifiée
RDC	55x55	390	273	762552,083	3025	15,877	17,195	Vérifiée
1^{ér} étage	55x55	340	238	762552,083	3025	15,877	14,990	Vérifiée
2^{éme} étage	50x50	340	238	520833,333	2500	14,437	16,489	Vérifiée
3^{éme} étage	50x50	340	238	520833,333	2500	14,434	16,489	Vérifiée
4^{éme} étage	50x50	340	238	520833,333	2500	14,433	16,489	Vérifiée
5^{éme} étage	45x45	340	238	341718,75	2025	12,990	18,321	Vérifiée
6^{éme} étage	45x45	340	238	341718,75	2025	12,990	18,321	Vérifiée
7^{éme} étage	45x45	340	238	341718,75	2025	12,990	18,321	Vérifiée
8^{éme} étage	45x45	340	238	341718,75	2025	12,990	18,321	Vérifiée

II .2.9. Les voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de RPA 99 V2003 (7.7.1) :

$l \geq 4a$

$a \geq \frac{h_e}{20}$

$a_{min} = 15$ cm.

Avec :
- a : épaisseur du voile.
- h_e : Hauteur libre d'étage.

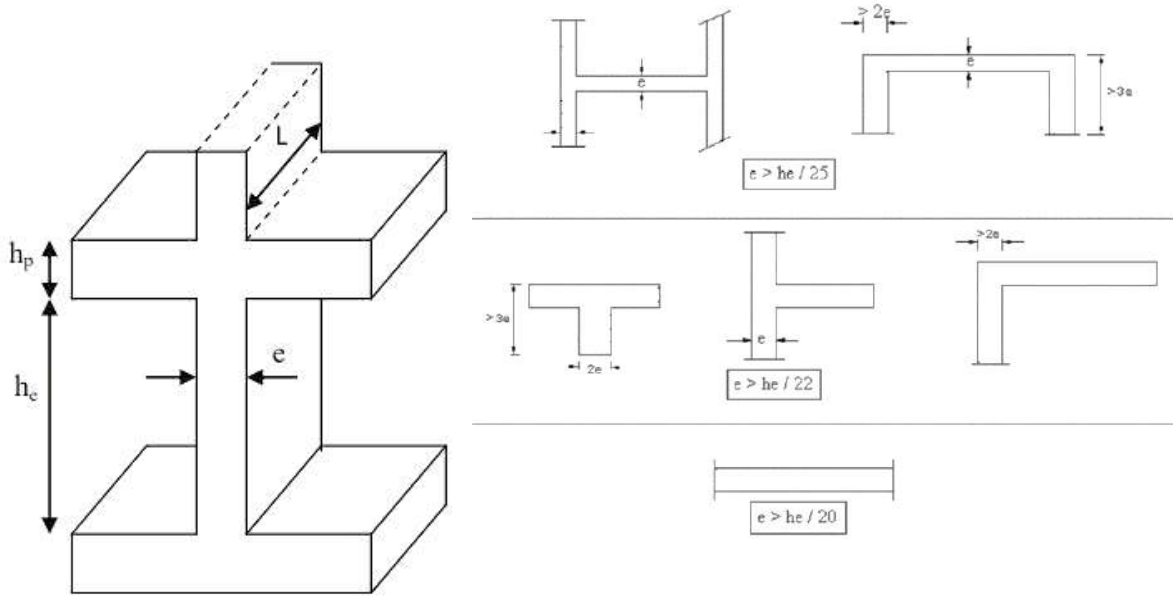


Figure II.11 : Coupes du voile en plan et en élévation

- **Pour $h_e = 265$ cm(SS)**

$a \geq \frac{265}{20}$ $a \geq 13.25$

- **Pour $h_e = 365$ cm(RDC)**

$a \geq \frac{365}{20}$ $a \geq 18.25$

- **Pour $h_e = 315$ cm** (**étage courant**)

$a \geq \frac{315}{20}$ $\quad a \geq 15.75$

On prend a=20 cm pour tous les étages.

❖ **Vérification de longueur :**

$L \geq 4\ a$

$L \geq 80cm$

Tous les voiles ont une longueur supérieure ou égale à 80 cm.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. Etude du l'acrotère :

III .1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.
L'acrotère est soumis à son poids propre et une charge horizontale.
Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal du à son poids propre (G).
- Un moment due à la surcharge (Q)

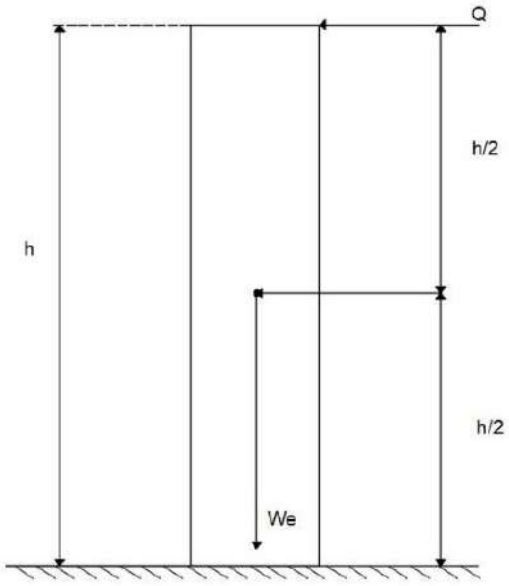


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère

III .1.2. Evaluation des charges et surcharge :

- **Evaluation des charges :**

Tableau.III.1 : Evaluation de la charge (poids de l'élément)

Hauteur (m)	Epaisseur(m)	Surface (m^2)	G (KN/ml)	W_P (KN/ml)
1	0.1	0.123	3.075	3.075

Avec :

- S: Surface de la section droite de l'acrotère.
- G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.
- W_P : poids de l'élément considéré.

- **Evaluation des surcharges :**

- Surcharge d'exploitation : Q =1 kN/m (Main courante)

D'après **RPA99 (article 6.2.3)**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone …… **(RPA99/Version2003-Tableau 4.1).**
  Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa : A =0.15 g

- Cp : Facteur de force horizontale …. **(RPA99/ Version2003 -Tableau 6.1).**
  Pour un élément en console C_p= 0.8
  W_p= 3.075 KN/ml

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.075$$

$$\mathbf{F_p = 1.476\ kN/ml}$$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 3.075$ KN

$N_Q = 0$ KN

$V_G = 0$ KN

$V_Q = 1$ KN

$M_G = 0$ KN. m

$M_Q = Q \times h \rightarrow M_Q = 1 \times 1 \rightarrow M_Q = 1$KN. m

$$M_{Fp} = F_p \times \frac{h}{2} = 1.476 \times 0.5 = 0.738$$

III .1.3. Calcul des sollicitations :

Tableau.III.2 : Calcul des sollicitations (combinaisons fondamentales)

	Combinaison	Les moments (KN.m)	Effort Tranchant(KN)
ELU	**1.35G+1.5Q**	$M_1 = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 1.5$ KN. m	$V_{u1} = 1.35V_G + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 0 + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 1.5$ KN
ELS	**G+Q**	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = M_Q = 1$ KN. m	$V_{u2} = V_G + V_Q$ $V_{u2} = V_Q = 1.5$ KN

Tableau.III.3 : Calcul des sollicitations (combinaisons accidentelle)

Combinaisons	Moment (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
G+Q+E	$M_3 = M_G + M_Q + M_E$ $M_3 = 1.738$	$V_{u3} = Q + F_p$ $V_{u3} = 2.476$
0.8G+E	$M_4 = 0.8M_G + M_E$ $M_4 = 0.738$	$V_{u4} = F_p$ $V_{u4} = 1.476$
0.8G-E	$M_5 = 0.8M_G - M_E$ $M_5 = -0.738$	$V_{u5} = -F_p$ $V_{u5} = -1.476$

$M_u = \text{Max}\,(M_1; M_2; M_3; M_4; M_5)$

$M_u = 1.738\ \text{KN.m}$

$V_u = \text{Max}\,(N_1; N_2; N_3; N_4; N_5)$

$V_u = 2.476\ \text{KN}$

III .1.4. Calcul de ferraillage :

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

Avec :

$$b = 100\text{cm}\ ; h = 10\text{cm}\ d = 0.9 \times h = 0.09$$

- h : épaisseur de la section
- b : Largeur de la section calculé
- d : hauteur utile

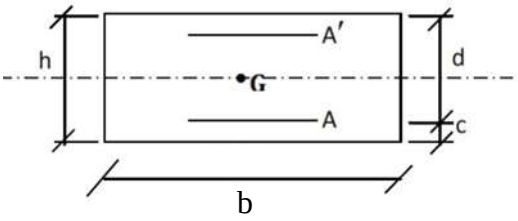


Figure III.2 : Section de l'acrotère a calculé

1. Calcule à ELU :

- **Calcule de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.738}{3.075} = 0.565\text{m} = 56.50\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} < e_0 = 56.52\ \text{cm}$$

Le centre de pression C se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée **SPC**
→ Assimilation a la compression simple

- **Calcul de la section d'armature en flexion simple :**

$$M_{UA} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{UA} = 1.738 + 3.075 \times (0.09 - \frac{0.1}{2})$$

D'où : $\mathbf{M_{UA} = 1.861KN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b.d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.28 f_{c28}}{\gamma_b} \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_A = \frac{1.738 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17}$$

$$\mu_A = 0.0151$$

$$\text{FeE400 ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \mu_l = 0{,}392$$

$$\mu_A = 0.0151 < 0.392 \rightarrow \text{ Section avec acier comprimé (SSAC)}$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0206}}{0.8} = 0.019$$

$$Z = d(1 - 0.4\,\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.019) = 0.0893$$

Pour: $\mu_A = 0.019 < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{MPa}$$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_s}\left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_U\right] = \frac{1 \times 10^{-3}}{347.826}\left[\frac{1.738}{0.0893} - 3.075\right] = 0.471 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8** avec $\mathbf{A_s}$**=2.51 cm²** avec un espacement de $\mathbf{St = 20cm}$.

- **Armatures transversales :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.3775 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** avec $\mathbf{A_r = 2.01\ cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm}$

2. Vérification à l'ELU :

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

$\mathbf{A_u > A_{min}}$

$$A_{min} = 0.23\ \frac{f_{t28}\, b \times d}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa

$A_{min} = 0.23 \dfrac{2.1 \times 100 \times 9}{400} = 1.087\ cm^2$

- **Armatures principales :**

$A_u = 2.51 > A_{min} = 1.087 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Armatures transversales :**

$A_r = 2.01 > A_{min} = 1.087 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte tangentielle (art A.5.1.313/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\right] = \min[2.5; 4]$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{F_P + Q}{bd} = \frac{2.476}{1 \times 0.09} \times 10^{-3}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.0275 MPa}$

$\tau_u = 0.0275 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 3 BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ MPa(acier haute adherence)
- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum \mu_i = 5 \times \Pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.566$cm

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = 3.15\ MPa}$

$\tau_{se} = \dfrac{2.476 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.12566} = 0.024$MPa

$\tau_{se} = 0.024 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures principales :**

$S_t = 20 < \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{30; 33cm\}$
$S_t = 20 < 30cm \rightarrow$ Condition verifiée

- **Armatures transversales :**

$S_t = 25 < \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{40; 45cm\}$
$S_t = 25 < 40 \rightarrow$ Condition verifiée

3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :
X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15MPa$
- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 2.51$, $n = 15$
$50\,X^2 - 37.65(9 - X) = 0$

$50X^2 + 37.65X - 338.85 = 0$
$X_1 = -3.007$ cm
$X_2 = 2.254cm$

Donc :
$X = 2.254cm$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}2.254^3 + 37.65(9 - 2.254)^2$$
$I = 2095.112cm^2$
Donc :
$$\sigma_{bc} = \frac{1}{2095.112} \times 2.254 \times 10^3 \rightarrow \quad \boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.076MPa}$$
Alors :
$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.076 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ $\rightarrow$ Condition vérifiée

-Pour l'acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \text{ (fissuration prejudiciable)}$$

Pour :

$\emptyset \geq 6mm$ et $f_e = 400MPa \rightarrow \eta = 1.6$

η : coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 100\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.667; 201.633\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1}{2095.112} \times (0.09 - 0.0254) \times 10^5$$

$$\sigma_{st} = 46.251 \text{ MPa}$$

Donc :

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 46.251 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.633}$ → Condition vérifiée

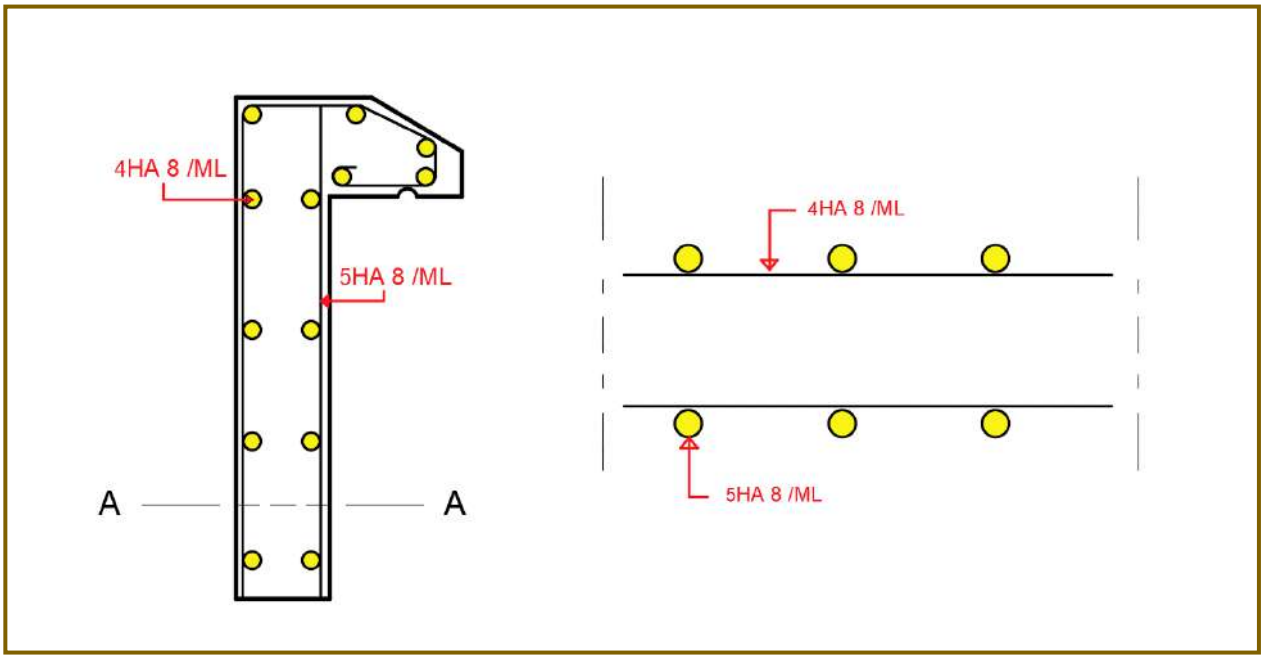


Figure III.3 : Schéma de ferraillage de l'acrotère

III .2. Etude des plancher :

III .2.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- De résister, supporter les charges appliquées.
- D'isolation thermique et phonique.

- De transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (20+5), reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier espacées de 65 cm, ces dernières possèdent des armatures en attente qui sont liées à celle de la dalle de compression .Elle sont disposées dans le sens de la petite porté

Le plancher au corps creux a pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine.

Les plancher à corps creux utilisées sont composés de trois éléments principaux

$$\text{Plancher} = \text{poutrelles} + \text{corps creux} + \text{dalle de compression}$$

III .2.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé Ts 500 qui doit satisfaire les conditions suivante :

Selon **BAEL91 (Art B 6.8, 243**) Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

- **Calcule des armatures :**

❖ **les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_1 \geq \frac{4L}{f_e}$ si $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$

$A_1 \geq \frac{200}{f_e}$ si $L < 80\text{ cm}$

Avec :

- A_1 : Section d'armature perpendiculaire exprimée en cm
- f_e : Nuance de l'acier utilisé exprimé en MPa
- L : entre axe des poutrelles.

$$A_1 = \frac{4x60}{500} = 0.48\ \text{cm}^2$$

Soit 5T6 $\rightarrow A_1 = 1.41\ \text{cm}^2$ avec un espacement de $e_1 = 20\text{cm}$

❖ **armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

Soit 5T6 $\rightarrow A_2 = 1.41\text{cm}^2$ avec un espacement de $e_2 = 20\text{ cm}$

Donc, j'opte pour le ferraillage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TIE 500) de diamètre Ø6 et de dimension (20 x 20) cm

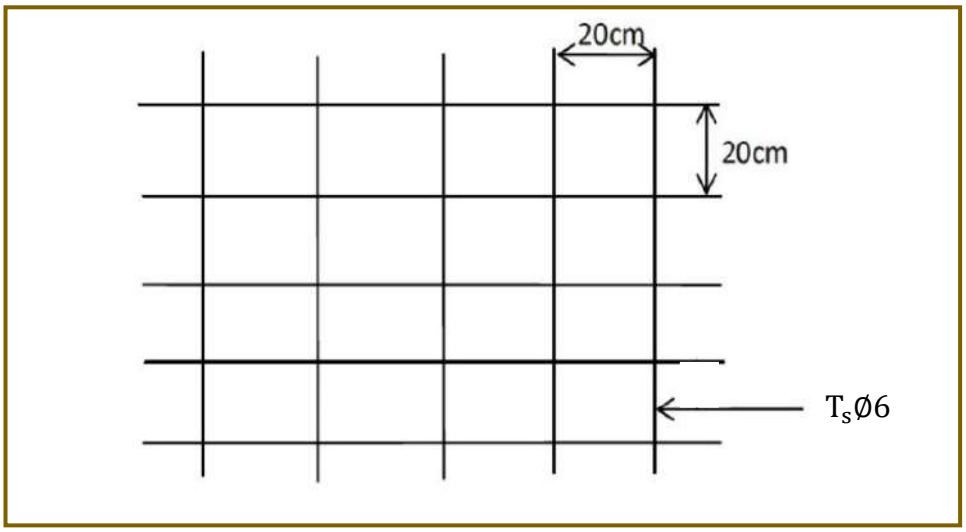


Figure III.4 : schéma des armatures de la dalle de compression

III .2.3. Etude des poutrelles :

III .2.3.1. Dimensionnement de la poutrelle :

- La hauteur de la dalle de compression h_0 =5cm
- La largeur de la nervure b_0=12 cm
- La largeur de la table de compression b :

Selon la règle **BAEL91 A.4.1.3** :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

- L : distance entre deux parement voisins de deux poutrelle : 65 -12=53cm
- L1 : longueur de la plus grande travée L1=560cm

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{560}{10}, 8 \times 5\right) \rightarrow b_1 \leq \min(26.5, 56{,}40)$$

$$b_1 = 26.5$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

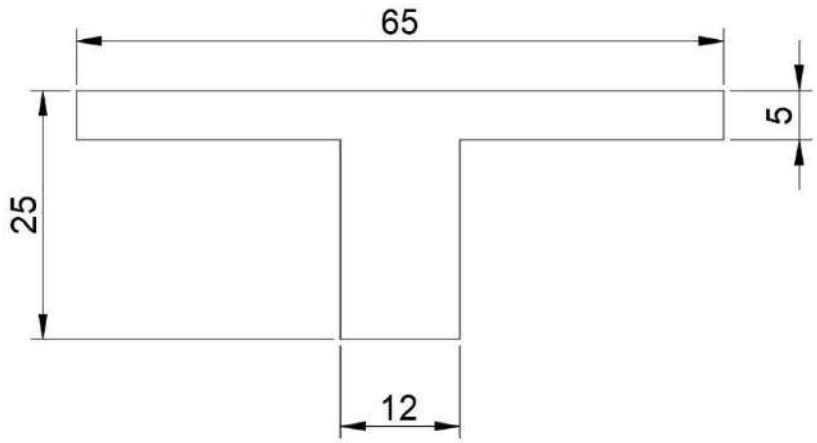


Figure III.5 : Les dimensions de la poutrelle

III .2.3.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul sera effectué en deux étapes :
1^{ére} étape : avant le coulage de la table de compression.
2^{éme} étape : après le coulage de la dalle de compression.

- **1ere étape : avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plis de son poids propre, la charge due à la main d'ouvre et le poids de corps ceux

- **Calcul de chargement :**

- Poids propre de la poutrelle : $G = 0.05 \times 0.12 \times 25 = 0.15\ KN/ml$
- Poids de corps creux : $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62\ KN/ml$
- Poids de la main d'ouvre $Q = 1 \times 0.65 = 0.65\ KN/ml$

- **Combinaisons des charges :**

ELU :
$P_u = 1.35(G + G') + 1.5\,Q = 2.015 KN/ml$

ELS:
$P_{ser}: G + Q = 1.42 KN/ml$

- **Le moment maximum isostatique :**

ELU:

$$M_{umax} = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{2.015 \times 5.6^2}{8} = 7.899 KN.m$$

ELS:

$$M_{smax} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = \frac{1.42 \times 5.6^2}{8} = 5.566 KN.m$$

- **Effort trenchant maximum :**

ELU:

$$T_{umax} = \frac{P_u L}{2} = \frac{2.015 \times 5.6}{2} = 5.642 \text{ KN}$$

ELS:

$$T_{smax} = \frac{P_{ser} L}{2} = \frac{1.42 \times 5.6}{2} = 3.976 \text{ KN}$$

- **Calcul du Ferraillage :**

Ces éléments de constructions travaillent à la flexion simple donc :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.899 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.05)^2 \times 14.17} = 2.294$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.899}{5.5661} = 1.42 \rightarrow \ \mu_c = 0.307 < \mu = 2.065 \rightarrow \text{SAAC}$$

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression (une section du béton (12×5 cm²)), donc il néssecaire de prévoir des entais intermédiaires sur lesquels repose la poutrelle pour l'aider à supporter les charges avant coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soit pas nécessaires.

2^{éme}étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la table de compression, n, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités et calculé comme une section T soumise à des charges uniformément reparties.

- **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Tableau.III.4 : Poids des planchers repris par la poutrelle

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	7.03 × 0.65 = 4.570	1 × 0.65 = 0.65
Plancher terrasse accessible	7.07 × 0.65 = 4.596	1.5 × 0.65 = 0.975
Plancher étage courant usage d'habitation + RDC	5.75 × 0.65 = 3.738	1.5 × 0.65 = 0.975
Plancher usage commerciale	5.75 × 0.65 = 3.738	5 × 0.65 = 3.25

- **Méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

❖ **La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**

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

1. plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5\ KN/m^2\ \ )$
2. le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. fissuration peu nuisible

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

- **Application de la méthode :**

Les valeurs des moments en travée Mt et aux appuis Mg et Md doivent vérifier :

1. $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
2. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée intermédiaire
3. $M_t \geq (1. + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.
4. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6M0 pour une poutre à deux travées.
- 0.5M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

M_0: La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais »

M_w et M_e: Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de droit et de gauche

M_t: Le moment maximal en travée qui est près en compte dans les calculs de la travée considérée

α: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

- **Vérification des conditions :**

1.

$$Q \leq \min\left(2G, 5\ \frac{KN}{m^2}\ \right) \rightarrow 1.5KN/m^2 \leq \min(2 \times 4.596, 5\ 5KN/m^2\ \ )$$

$1.5KN/m^2 \leq 5KN/m^2 \rightarrow$ condition vérifiée

2.

$0.8 \leq \frac{3.8}{3.25} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.17 \leq 1.25 \rightarrow$ vérifiée

$0.8 \leq \frac{3.25}{4.1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.79 \leq 1.25 \rightarrow$ non vérifiée

$0.8 \leq \frac{4.1}{5.6} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.73 \leq 1.25 \rightarrow$ non vérifiée

$0.8 \leq \frac{5.6}{4.67} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.2 \leq 1.25 \rightarrow$ vérifier

→ Condition non vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT minorée

❖ **La méthode de Caquot :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitations élevées $Q > 2KN/m^2$ Ou $Q > 5KN/m^2$,Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier, Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $\mathbf{G'} = \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\mathbf{G}$ pour le calcul des moments sur appui.

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

• **Application de la méthode :**

- **Calcul des moments :**

En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

En travée :

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Avec :

- l'_g et l'_d : longueurs fictives.

$l = 0.8\ L$ Travée in termédiare
$l = L$ Travée de rive

- P_g etP_d : charge reparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère.
- $M_0(x)$: Moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié
- X : Position du moment maximum où la dérivée de M(x) s'annule

- **Calcule de l'effort tranchant :**

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

III .2.3.3. Calcule des sollicitations :

- **Type 01 : les poutrelles d'étage courant :**

Le dimensionner ce fait par rapport le cas le plus défavorable : (étage commerciale)

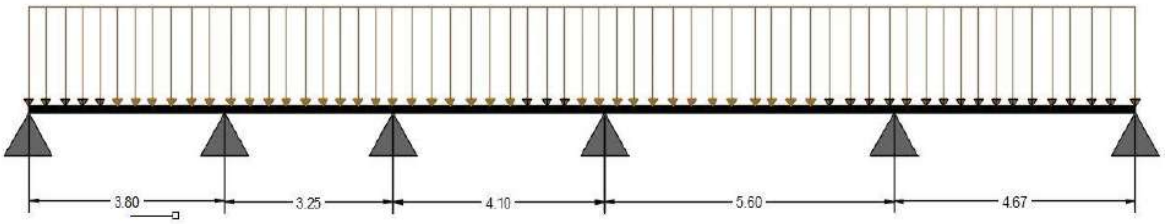


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 01

$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 3.738 = 2.492\ KN/m^2$; $Q = 3.25 KN/m^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$P_u = 1.35G' + 1.5\ Q = 1.35 \times 2.492 + 1.5 \times 3.25 = 8.239\ KN/m$

ELS :

$P_{ser} = G' + Q = 2.492 + 3.25 = 5.742 KN/m$

- **Calcule des sollicitations l'ELU :**

- **Les moments aux appuis :**

Appui A :

$M_A = 0\ KN.m$

Appui B :

$P_g = P_d = 8.239\ KN/m^2$

- Longueurs effectives :

$l'_g = l_g = 3.8m$
$l'_d = 0.8 \times l'_d = 0.8 \times 3.25 = 2.6m$

$$M_B = -\frac{8.239 \times 3.8^3 + 8.239 \times 2.6^3}{8.5 \times (3.8 + 2.6)} = -10.972\ KN.m$$

Appui C :

- Longueurs effectives :

$l'_g = 0.8 \times l_g = 0.8 \times 3.25 = 2.6m$
$l'_d = 0.8 \times l_d = 0.8 \times 4.1 = 3.28m$

Donc :

$$M_C = -\frac{8.239 \times 2.6^3 + 8.239 \times 3.28^3}{8.5 \times (2.6 + 3.28)} = -8.714KN.m$$

Appui D :

- Longueurs effectives :

$l'_g = 0.8 \times l_g = 0.8 \times 4.1 = 3.28m$
$l'_d = 0.8 \times l_d = 0.8 \times 5.6 = 4.48m$

Donc :

$$M_D = -\frac{8.239 \times 3.28^3 + 8.239 \times 4.48^3}{8.5 \times (3.28 + 4.48)} = -15.639KN.m$$

Appui E :

- Longueurs effectives :

$l'_g = 0.8 \times l_g = 0.8 \times 5.6 = 4.48m$
$l'_d = l_d = 4.67m$

Donc :

$$M_E = -\frac{8.239 \times 4.48^3 + 8.239 \times 4.67^3}{8.5 \times (4.48 + 4.67)} = -203.314KN.m$$

Appuis F :

$M_F = 0\ KN.m$

- **Les moments en travée :**

Travée AB :

$$x = \frac{3.8}{2} - \frac{0 - (-10.972)}{8.239 \times 3.8} = 1.550m$$

$$M_0(x) = \frac{8.239 \times 1.550}{2} \times (3.8 - 1.550) = 14.367KN.m$$

$$M(x) = 14.367 + \left(-10.972 \times \frac{1.55}{3.8}\right) = 9.892\ KN.m$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{-10.972 - (-8.714)}{8.239 \times 3.25} = 1.709m$$

$$M_0(x) = \frac{8.239 \times 1.709}{2} \times (3.25 - 1.709) = 10.849KN.m$$

$$M(x) = 10.849 - 10.972 \times \left(1 - \frac{1.709}{3.25}\right) - 8.714 \times \frac{1.709}{3.25} = 1.064KN.m$$

Travée CD :

$$x = \frac{4.1}{2} - \frac{-8.714 - (-15.639)}{8.239 \times 4.1} = 1.845m$$

$$M_0(x) = \frac{8.239 \times 1.845}{2} \times (4.1 - 1.845) = 17.139KN.m$$

$$M(x) = 17.139 - 8.714 \times \left(1 - \frac{1.845}{4.1}\right) - 15.639 \times \frac{1.845}{4.1} = 5.309KN.m$$

Travée DE :

$$x = \frac{5.6}{2} - \frac{-15.639 - (-20.314)}{8.239 \times 5.6} = 2.699m$$

$$M_0(x) = \frac{8.239 \times 2.699}{2} \times (5.6 - 2.699) = 32.255KN.m$$

$$M(x) = 32.255 - 15.639 \times \left(1 - \frac{2.699}{5.6}\right) - 20.314 \times \frac{2.699}{5.6} = 14.363KN.m$$

Travée EF :

$$x = \frac{4.67}{2} - \frac{-20.314 - 0}{8.239 \times 4.67} = 2.863\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{8.239 \times 2.863}{2} \times (4.67 - 2.863) = 21.312\text{KN.m}$$

$$M(x) = 21.312 - 20.314 \times \left(1 - \frac{2.863}{4.67}\right) = 12.738\text{KN.m}$$

- **Calcule de l'effort tranchant :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{8.239 \times 3.8}{2} + \frac{-10.972 - 0}{3.8} = 12.767\ \text{KN}$$
$$V_B = -\frac{8.239 \times 3.8}{2} + \frac{-10.972 - 0}{3.8} = -18.541\ \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{8.239 \times 3.25}{2} + \frac{-8.714 + 10.972}{3.25} = 14.083\ \text{KN}$$
$$V_C = -\frac{8.239 \times 3.25}{2} + \frac{-8.714 + 10.972}{3.25} = -12.693\ \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{8.239 \times 4.1}{2} + \frac{-15.639 + 8.714}{4.1} = 15.201\text{KN}$$
$$V_D = -\frac{8.239 \times 4.1}{2} + \frac{-15.639 + 8.714}{4.1} = -18.579\ \text{KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{8.239 \times 5.6}{2} + \frac{-20.314 + 15.639}{5.6} = 22.234\text{KN}$$
$$V_E = -\frac{8.239 \times 5.6}{2} + \frac{-20.314 + 15.639}{5.6} = -23.904\text{KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{8.239 \times 4.67}{2} + \frac{0 + 15.639}{4.67} = 22.587\text{KN}$$
$$V_E = -\frac{8.239 \times 4.67}{2} + \frac{0 + 15.639}{4.67} = -15.889\text{KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau.III.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles Type 01

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	8.239	0	-10.972	14.367	9.892	12.767	-18.541
BC	3.25	8.239	-10.972	-8.714	10.849	1.064	14.083	-12.693
CD	4.1	8.239	-8.714	-15.639	17.139	5.309	15.201	-18.579
DE	5.6	8.239	-15.639	-20.314	32.255	14.363	22.234	-23.904
EF	4.67	8.239	-20.314	0	21.312	12.738	22.587	-15.889

Le même calcule se fait à l'ELS Les résultats des calculs sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau.III.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 01

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	5.742	0	-7.647	10.013	6.894	8.897	-12.922
BC	3.25	5.742	-7.647	-6.073	7.651	0.742	9.815	-12.904
CD	4.1	5.742	-6.073	-10.899	11.886	3.641	10.594	-12.948
DE	5.6	5.742	-10.899	-14.158	22.479	10.009	15.496	-19.337
EF	4.67	5.742	-14.158	0	14.853	7.519	16.439	-10.376

- **Type 02 : les terrasses :**

Le dimensionner ce fait par rapport le cas le plus défavorable : (terrasse accessible)

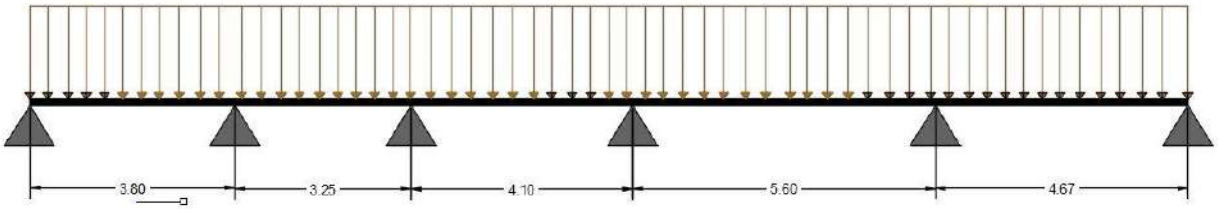


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle type 02

$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} \times 4.596 = 3.064\ KN/m^2$; $Q = 0.975\ kN/m^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$P_u = 1.35G' + 1.5\ Q = 1.35 \times 3.064 + 1.5 \times 3.25 = 5.60\ KN/m$

ELS :

$P_{ser} = G' + Q = 3.604 + 0.975 = 4.039 KN/m$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.III.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles Type 02

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	8.239	0	-7.458	9.765	5.349	8.677	-12.60
BC	3.25	8.239	-7.458	-5.923	7.374	0.723	9.572	-8.628
CD	4.1	8.239	-5.923	-10.630	11.649	3.608	10.332	-12.628
DE	5.6	8.239	-10.630	-13.807	21.923	9.762	15.113	-16.247
EF	4.67	8.239	-13.807	0	14.486	8.659	16.033	-10.119

Tableau.III.8 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 02

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	8.239	0	-5.379	6.967	4.844	6.259	-9.090
BC	3.25	8.239	-5.379	-4.270	5.318	0.522	6.905	-6.222
CD	4.1	8.239	-4.270	-7.667	8.402	1.868	7.451	-9.108
DE	5.6	8.239	-7.667	-9.959	15.812	7.040	10.90	-11.718
EF	4.67	8.239	-9.959	0	10.447	6.593	11.564	-7.299

III .2.3.4. Calcule du ferraillage :

Type 01 :

Le calcule se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérer peu nuisible :

Telle que :

$b = 56\ cm\ b_0 = 12cm;\ h = 25\ cm\ ;\ h_0 = 0.05\ m\ ; d = 0.9 \times h = 22.5cm$

1. **Calcule à l'ELU :**

- **En travée :**

$M_{umax} = 14.363\ KN.m$

- **Le moment résistant de la table :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \left(\frac{h_0}{2}\right))$$

Avec :

$b = 0.65\ m\ \ , h_0 = 0.05\ m\ , h = 0.25m\ , d = 0.9 \times h = 0.225\ m$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.225 - \left(\frac{0.05}{2}\right)) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 92.105\ KN.m$$

$$M_{umax} = 14.363 < M_{tu} = 92.105$$

$\rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $(b \times h)$

avec : $S = (b\ x\ h) = (65 \times 25)\ cm^2$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.363 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.031$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.363}{10.009} = 1.44 \rightarrow\ \mu_c = 0.313 > \mu = 0.0309 \rightarrow\ SSAC$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}}{0.8} = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.039) = 0.221$$

$\mu = 0.0309 \leq 0.186\ \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow\ \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{14.363 \times 10^3}{22.1 \times 347.826} = 1.868cm^2$$

On Opte pour **3HA12** avec $\mathbf{A_s = 3.39cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 25cm}$

- **Sur appuis :**

$M_{umax} = 20.314KN.m$

- **Le moment résistant de la table :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \left(\frac{h_0}{2}\right)\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.225 - \left(\frac{0.05}{2}\right)) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 92.105\ KN.m$$

$M_{umax} = 20.314 < M_{tu} = 92.105$
→ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b × h)

avec : $S = (b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.314 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.314}{14.158} = 1.43 \rightarrow \mu_c = 0.310 > \mu = 0.044 \rightarrow SSAC$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}}{0.8} = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.056) = 0.220$$

$\mu = 0.0309 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{20.314 \times 10^3}{22 \times 347.826} = 2.655cm^2$$

On opte pour **2HA14** avec $\mathbf{A_s = 3.08cm^2}$

- **Calcule des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_{max})$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{250}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = (7.143,12,12) = 7.14mm = 0.714cm$$

$\emptyset_t \leq 0.714cm$ On prend $\emptyset$ = 8mm

donc on opt pour 2HA8 avec $A_t = 1.01cm^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm\} = \min\{20.25,40\}$$

$S_t \leq 20.25$ On prend $S_t = 20cm$

2. Vérification a l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.326cm^2$$

- **En travée :**

$A_{st} = 3.39 > A_{min} = 0.326 \rightarrow$ Condition vérrifiée

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 3.08 > A_{min} = 0.326 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant sur le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

$V_{max} = 23.904KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23.904 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.885MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2.\frac{25}{1.5}, 5MPa\right\} = 3.33MPa$$

$\tau_u = 0.885 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive :**

$V_u \leq \bar{V}_u = 0.267 \times a \times b_o \times f_{c28}$

Avec :
a: profondeur utile d'appui
b_o: Épaisseur de l'âme de la poutrelle.
V_u: Effort tranchant maximal à l'ELU $V_u = 22.587KN$

$a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.225 = 0.203$ cm

$\rightarrow \bar{V}_u = 0.267 \times 0.203 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162$ KN

$V_u = 23.904 < \bar{V}_u = 162$ KN $\rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure) :**

$$\tau_u{}^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265\text{m}$$

$$\tau_u{}^1 = \frac{23.904 \times 0.265 \times 10^{-3}}{0.90 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.963 \text{ MPa}$$

$\tau_u{}^1 = 0.963 < \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

  - **Armatures principales :**

$S_t = 30 < \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{75; 33\text{cm}\}$
$S_t = 30 < 33\text{cm} \rightarrow$ Condition verifier

  - **Armatures de répartition :**

$S_t =< \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{100; 45\text{cm}\}$
$S_t = 20 < 45 \rightarrow$ Condition verifiée

3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

  - **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :
X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **En Travée :**

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 3.39$, $n = 15$

η= le coefficient d'équivalence acier – béton

$50X^2 + 50.85X - 1144.125 = 0$

$X = 4.302\text{cm}$

-Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.302^3 + 50.85(22.5 - 4.302)^2$$

$I = 19493.785\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.009 \times 10^5}{19493.785} \times 0.04302 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 2.209\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.209 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

En appui :

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

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 3.08$, $n = 15$

$50X^2 + 46.2X - 1039.5 = 0$

$X = 4.121\text{cm}$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.121^3 + 46.2\ (22.5 - 4.121)^2$$

$I = 17938.638\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.158 \times 10^5}{17938.63} \times 0.04121 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 3.252\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3.252 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie

Selon Les **règles BAEL91 (B.6.5.2)**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{560} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.045 \geq 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{560} \geq \frac{10.009}{15 \times 22.479}\, 0.045 \geq 0.029 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{65 \times 22.5} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0027 \leq 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :
M_t: moment de flexion
M_0: moment isostatique

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Type 02 :

Le calcule se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérer peu nuisible :

Telle que :

$$b = 56\ cm\ b_0 = 12cm;\ h = 25\ cm\ ;\ h_0 = 0.05\ m\ ; d = 0.9 \times h = 22.5cm$$

1. Calcul à l'ELU :

- **En travée :**

$M_{umax} = 9.762KN.m$

Le moment résistant de la table :

$M_{umax} = 9.762 < M_{tu} = 92.105$

$\rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)
avec : $S = (b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$

- **En appui :**

$M_{umax} = 13.807KN.m$

Le moment résistant de la table :

$M_{umax} = 13.807 < M_{tu} = 92.105$

$\rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)
avec : $S = (b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$

Le calcul du ferraillage à l'ELU se résume au tableau suivant :

Tableau.III.9 : Calcule du ferraillage à l'ELU des poutrelles Type 02

	M_{umax} (KN/m^2)	μ	$\mu_c > \mu$	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_s adpt (cm^2)	St (cm)	A_t (cm^2)
Travée	9.762	0.02	Oui	0.025	22.28	1.260	3HA10=2.36	25	2HA8=1.01
Appui	13.807	0.03	Oui	0.038	22.16	1.791	2HA12=2.26		

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.326 cm^2$

- **En travée :**

$A_{st} = 2.36 > A_{min} = 0.326 \rightarrow$ Condition vérrifiée

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 2.26 > A_{min} = 0.326 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant sur le béton :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

$V_{max} = 16.247 KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.247 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.602 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15.\frac{25}{1.5}, 5MPa\right\} = 2.5 MPa$$

$\tau_u = 0.602 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis de rive :**

$V_u \leq \bar{V}_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.225 = 0.203$ cm

$\rightarrow \bar{V}_u = 0.267 \times 0.203 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162$ KN

$\mathbf{V_{umax} = 16.247 < \bar{V}_u = 162} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table -nervure) :**

$$\tau_u{}^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :
$b_1 = 0.265\text{m}$

$$\tau_u{}^1 = \frac{16.247 \times 0.265 \times 10^{-3}}{0.90 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.654 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u{}^1 = 0.654 < \bar{\tau}_u = 3.33}$ → Condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- Armatures principales :

$S_t = 25 < \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{75; 33\text{cm}\}$
$S_t = 25 < 33\text{cm}$ → Condition verifier

- Armatures de répartition :

$S_t = 20 < \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{100; 45\text{cm}\}$
$S_t = 20 < 40$ → Condition verifiée

3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Le tableau suivant résume les résultats de la vérification de la contrainte de compression à l'ELS :

Tableau.III.10 : Calcul de la vérification à l'ELS du plancher type 02

	M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	9.762	2.36	0	3,652	14199,317	2,511	Vérifier
Appui	13.807	2.26	0	3,581	13664,484	3,619	Vérifier

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie

Selon Les règles **BAEL91 (B.6.5.2)**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{560} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.045 \geq 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{560} \geq \frac{9.762}{15 \times 21.923} \rightarrow \ 0.03 \geq 0.029 \ \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 22.5} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.002 \leq 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :
M_t: moment de flexion
M_0: moment isostatique

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

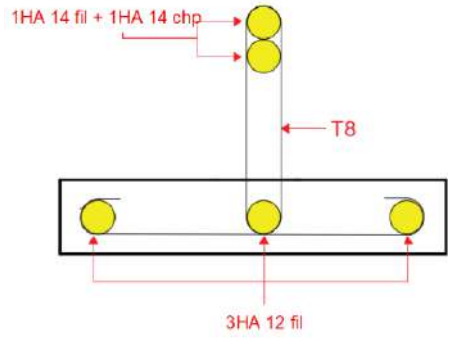


Figure III.8 : Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles Type 01

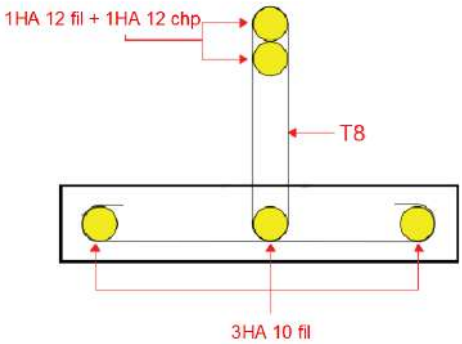


Figure III.9 : Schéma du ferraillage de la travée des poutrelles Type 02

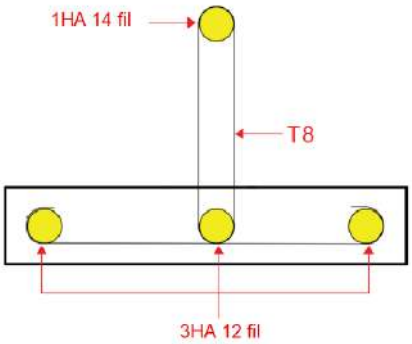


Figure III.10 : Schéma du ferraillage d'appui des poutrelles Type 01

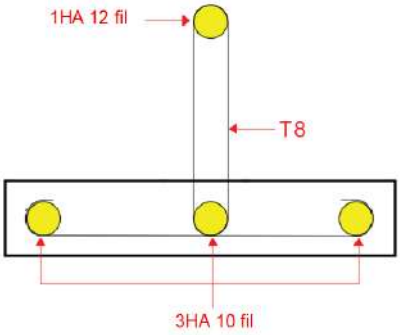


Figure III.11 : Schéma du ferraillage d'appui des poutrelles Type 02

III.3. Etude des dalles pleine (Port a faux) :

III .3.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions,

III .3.2. Evaluation des charges et surcharges :

Remarque :

Selon RPA99 V2003 (Art.4.4.2), Les effets de la composante verticale de l'action sismique doit être prise en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.5m de long et ceci, en zone sismique III.

Dans notre cas La zone sismique est IIa, donc cette condition peut être négligée

- **Charges et Surcharges :**

- La dalle

$G = 7.4\ Kn/m^2$; $Q = 1.5 Kn/m^2$

- Le mur extérieur :

$G_{mur} = 1.75\ Kn/m^2$; $H_{mur} = 2.85\ m$

- **Combinaison des charges :**

Tableau.III.11 : Calcule des combinaisons des charges du port à faux

ELU	La Dalle : $\mathbf{qu = 1,35\ G + 1,5\ Q}$	12,24 KN/ml
	Le mur : $P_{mur} = 1{,}35\ G_{mur} \times H_{mur}$	6,73 KN
ELS	La Dalle : $q_{ser} = 1\ G + 1\ Q$	8,9 KN/ml
	Le mur : $P_{mur} = 1G_{mur} \times H_{mur}$	4,98 KN

III .3.3. Calcule des Sollicitations :

A ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12.24 \times 2.31^2}{2} + 6.73 \times 2.31$$

$\mathbf{M_u = 48.203\ KN.m}$

$V_u = (q_u \times l) + P_u = (12.24 \times 2.31) + 6.73$

$\mathbf{V_u = 35\ KN}$

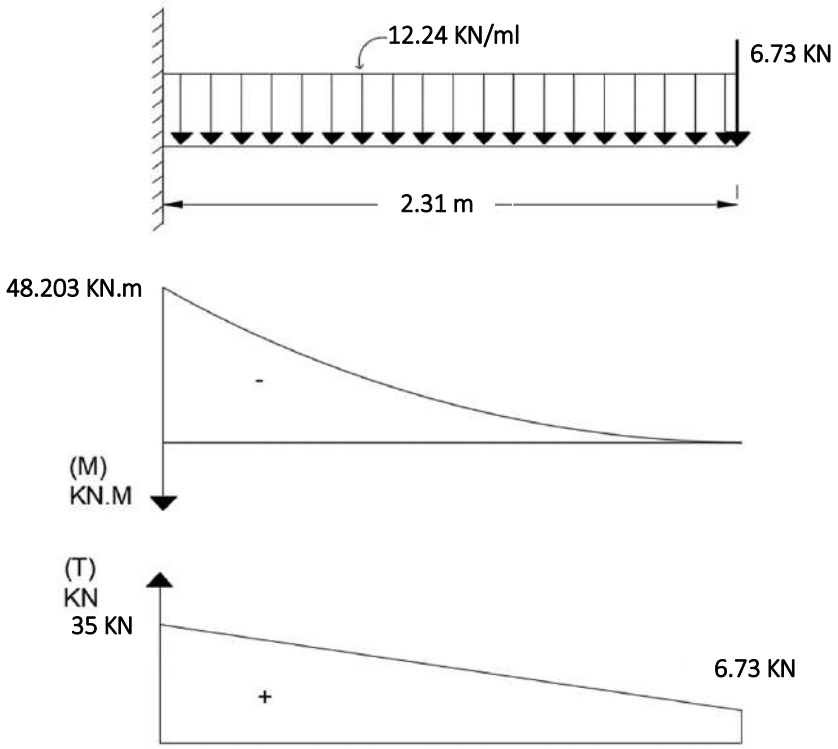


Figure III.12 : Diagrammes des efforts internes du port à faux à l'ELU.

A ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l = \frac{8{,}9 \times 2.31^2}{2} + 4.98 \times 2.31$$

$\mathbf{M_{ser} = 35.249\ KN.m}$

$V_{ser} = (q_{ser} \times l) + P_{ser} = (8.9 \times 2.31) + 4.98$

$\mathbf{V_{ser} = 25.539\ KN}$

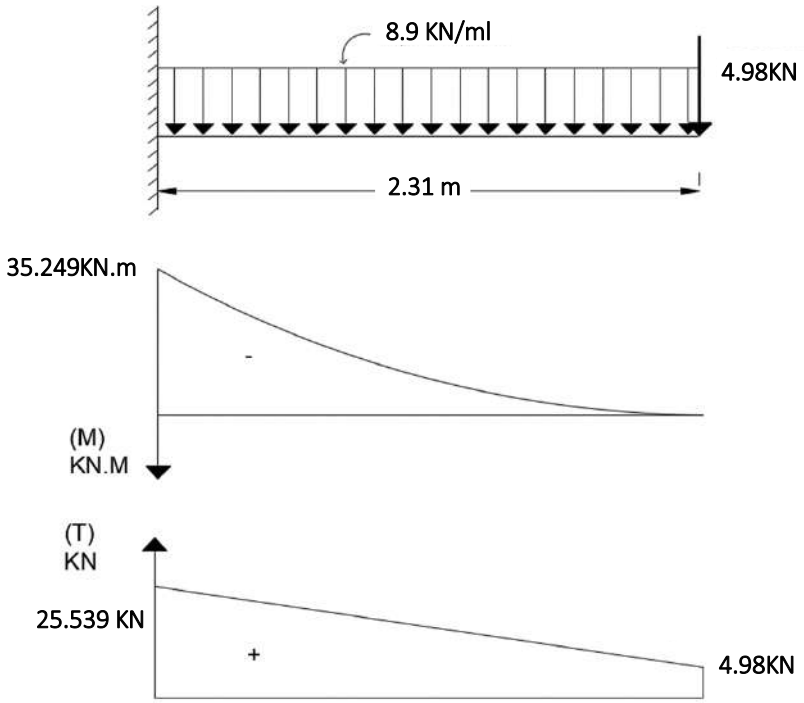


Figure III.13 : Diagrammes des efforts internes du port à faux à à l'ELS.

III .3.4. Calcul de ferraillage :

Le calcule se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h). Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, les portes à faux de terrasses sont exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
Telle que : $b = 100cm$; $h = 20\ cm$; $d = 0.9 \times 20 = 18cm$

1. Calcul à l'ELU :

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{48.203 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.105$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{48.203}{35.249} = 1.37 \rightarrow \mu_c = 0.290 > \mu = 0.105 \rightarrow \textbf{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}}{0.8} = 0.139$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.139) = 0.169$$

$$\mu = 0.169 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{48.203 \times 10^3}{16.9 \times 347.826} = 8.2\text{cm}^2$$

On Opte pour **6HA16 avec** $\mathbf{A_s = 12.06cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 15cm}$

- **Armatures transversale :**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015\ \text{cm}^2$$

On Opte pour **6HA8** avec $\mathbf{A_t = 3.02cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 15cm}$

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2{,}1}{400}$$

$$A_{min} = 2.17\text{cm}^2$$

- **Armateurs principales :**

$\mathbf{A_s = 12.06 >\ A_{min} = 2.14}$ → condition vérifiée.

- **Armatures transversale :**

$\mathbf{A_t = 3.02 >\ A_{min} = 2.14}$ → condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}5\ \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{35\ \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0{,}194\ \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau = 0,194 < \overline{\tau_u} = 2,5}$ → Conditions vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence** :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times \psi_s{}^2.f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times 1{,}5^2\ \times 2{,}1 = 2{,}8\ \text{MPa}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1{,}6 = 30.159 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}18 \times 0{,}302} = 0.715$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0{,}715 \leq \bar{\tau}_{se} = 2{,}8}$ → condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures principales :**

$S_t = 15 < \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{60; 33cm\}$

$S_t = 15 < 30cm \rightarrow$ Condition verifiée

- **Armatures de répartitions :**

$S_t = 15 < \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{80; 45cm\}$
$S_t = 15 < 40 \rightarrow$ Condition verifiée

3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :
X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 12.06$, $n = 15$

$$50X^2 + 180.9X - 3256.2 = 0$$

$X = 6.461\text{cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}6.461^3 + 180.9(18 - 6.461)^2$$

$I = 33076.946\text{cm}^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{35.249 \times 10^5}{33076.946} \times 0.0646 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 6.884\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 6.884 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

Pour :

$\emptyset \geq 6\text{mm}$ et $f_e = 400\text{MPa} \rightarrow \eta = 1.6$

η : coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 100\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.667; 201.633\}$$

$\overline{\sigma_{st}} = 201.633\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{35.249}{33076.946} \times (0.18 - 0.0646) \times 10^5$$

$\sigma_{st} = 184.467\ \text{MPa}$

Donc :

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 184.467 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.633}$ → Condition vérifiée

- **vérification de la flèche** :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{231} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.086 \geq 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{12.06}{100 \times 18} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.006 \leq 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

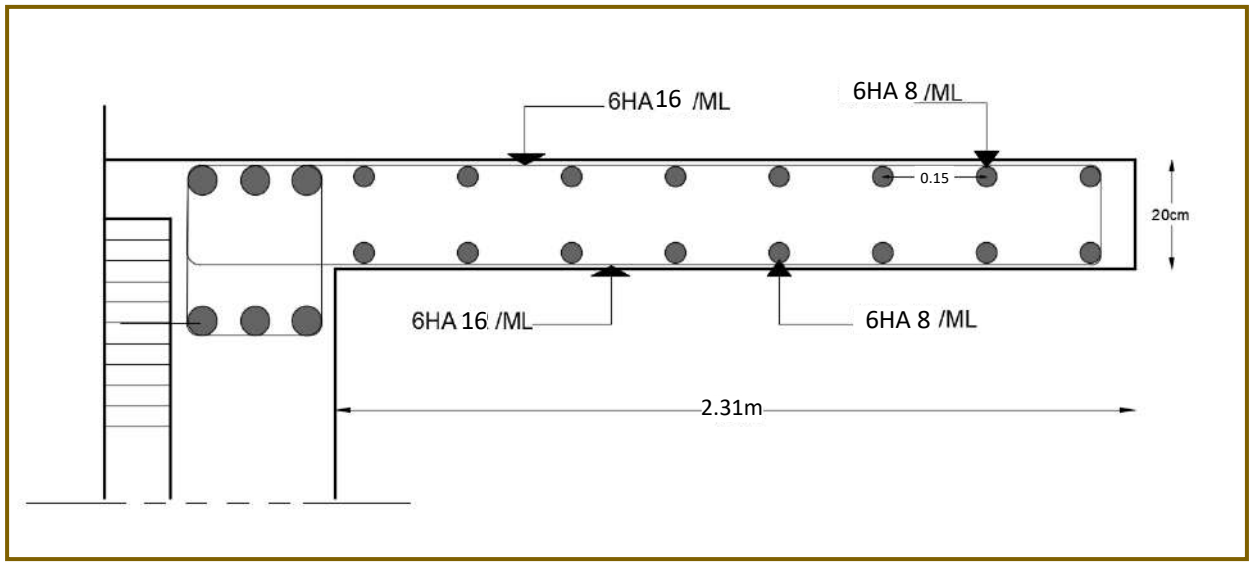


Figure III.14 : Schéma du ferraillage du port à faux

III.4. Etude des balcons :

III .4.1. Introduction :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé (dalle plein) encastrée à son extrémité, leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastre dans les poutres et l'autre extrémité est libre.

Dans ce bâtiment on a plusieurs balcons de déférentes dimensions, on choisit le cas le plus défavorable et on adopte le ferraillage trouvée pour tous les autres balcons.

III .4.2. Evaluation des charges et surcharges :

Remarque :

Selon RPA99 V2003 (Art.4.4.2), Les effets de la composante verticale de l'action sismique doit être prise en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.5m de long et ceci, en zone sismique III.

Dans notre cas La zone sismique est IIa, donc cette condition peut être négligée

- **Charges et surcharges :**

- La dalle :

$G = 6{,}40\ \text{Kn/m}$; $Q = 3{,}5\ \text{Kn/m}^2$

- Garde-corps :

$G = 2.52\ \text{Kn/m}^2$; $H_{gard-corps} = 1\text{m}$

- **Combinaison des charges :**

Tableau.III.12 : Calcule des combinaisons des charges du balcon

ELU	La Dalle : $\mathbf{qu = 1,35\,G + 1,5\,Q}$	13,89 KN/ml
	Garde-corps $P_{gard-corps} = 1{,}35 \times 1\ G_{gard-corps}$	3,4 KN
ELS	La Dalle : $q_{ser} = 1\ G + 1\ Q$	9,90 KN/ml
	Garde-corps $P_{Gard-corps} = 1G_{gard-corps}$	2,52 KN

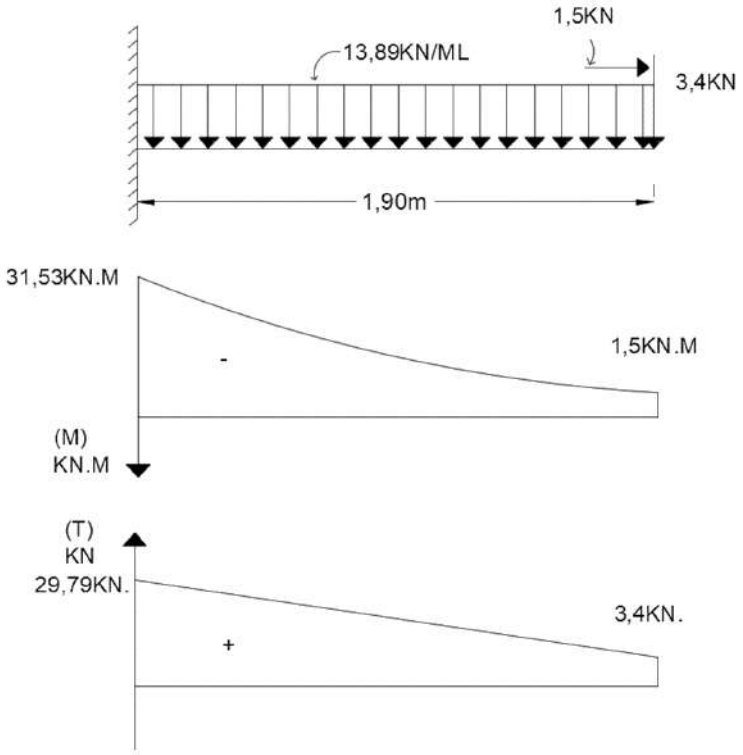


Figure III.15 : Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELU.

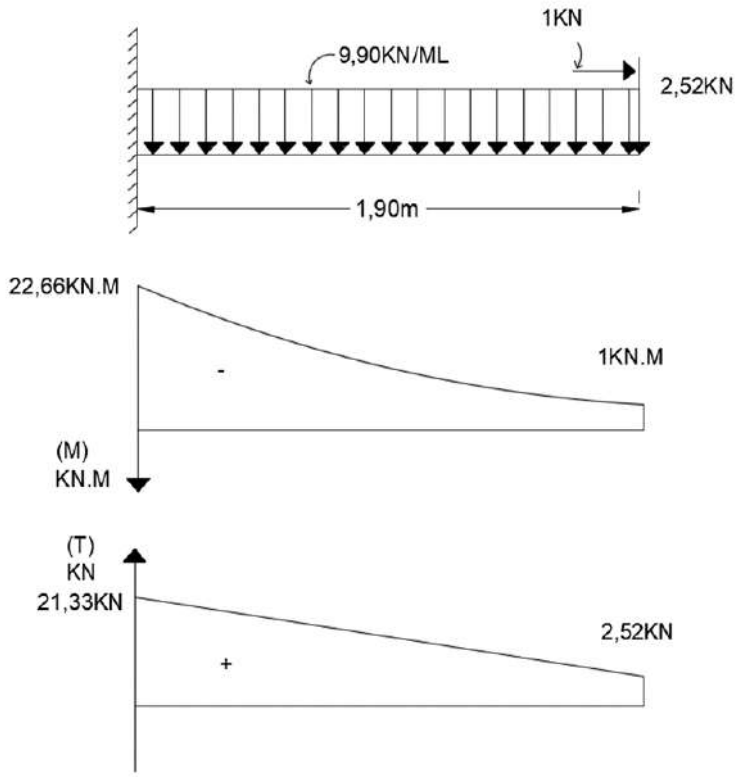


Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes du balcon à l'ELS.

III .4.3. Calcul des Sollicitations :

A ELU :

$M_u = 31.53\ KN.m$

$V_u = 29.79\ KN$

A ELS :

$M_{ser} = 22.66\ KN.m$

$V_{ser} = 21.33\ KN$

III .4.4. Calcul du ferraillage :

Le calcule se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h). Le ferraillage se fais pour une bande de 1m de largeur, le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Telle que : $b = 100cm$; $h = 20cm$; $d = 0.9 \times h = 18cm$

1. Calcul à ELU :

- **Armatures longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.53 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.068$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.53}{22.66} = 1.39 \rightarrow \mu_c = 0.297 > \mu = 0.068 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.088) = 0.175$$

$$\mu = 0.169 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{31.53 \times 10^3}{17.5 \times 347.826} = 5.18\text{cm}^2$$

On Opte pour **7HA12** avec $\mathbf{A_s = 7.92cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 15cm}$

- **Armatures transversale :**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = 1.98\ \text{cm}^2$$

On Opte pour **5HA10** avec $\mathbf{A_t = 3.93cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm}$

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2{,}1}{400}$$

$$A_{min} = 2.17\text{cm}^2$$

- **Armatures principales :**

$\mathbf{A_s = 7.92 > A_{min} = 2.17}$ → condition vérifiée.

- **Armatures transversale :**

$\mathbf{A_t = 3.93 > A_{min} = 2.17}$ → condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}5\ \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{29.79\ \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0.165\ \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau = 0,165 < \overline{\tau_u} = 2,5}$ → Conditions vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de condition d'adhérence** :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times {\psi_s}^2.f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times 1{,}5^2\ \times 2{,}1 = 2{,}8\ \text{MPa}$

$\sum\mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$\sum\mu_i = n \times \pi \times \phi = 7 \times \pi\ \times 1.2 = 26.389\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{29.79 \times 10^{-3}}{0{,}9\ \times 0{,}18 \times 0{,}2639} = 0.697\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0,697 \leq \bar{\tau}_{se} = 2,8}$ → condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

- **Vérification de l'espacement :**

Armatures principales :

$S_t = 15 < \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{60; 33\text{cm}\}$
$S_t = 15 < 33\text{cm}$ → Condition verifiée

Armature de répartition :

$S_t = 20 < \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{80; 45\text{cm}\}$
$S_t = 20 < 45 \rightarrow$ Condition verifiée

3. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :
X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 7.92$, $n = 15$

$\eta =$ le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X + 118.8X - 2138.4 = 0$$

$$X = 5.460cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}5.460^3 + 118.8(18 - 5.460)^2$$

$$I = 24107.201cm^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{22.66 \times 10^5}{24107.201} \times 0.0546 \rightarrow \sigma_{bc} = 5.132MPa$$

Alors :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 5.132 < \overline{\sigma_{bc}} = 15} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

Pour :

$\emptyset \geq 6mm$ et $f_e = 400MPa \rightarrow \eta = 1.6$
η : coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 100\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.667; 201.633\}$$
$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{22.66}{24107.201} \times (0.18 - 0.0546) \times 10^5$$
$$\sigma_{st} = 176.808\ \text{MPa}$$

Donc :
$\boldsymbol{\sigma_{st} = 176.808 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.633}$ → Condition vérifiée

- **vérification de la flèche** :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{190} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.105 \geq 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$
$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 18} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.004 \leq 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

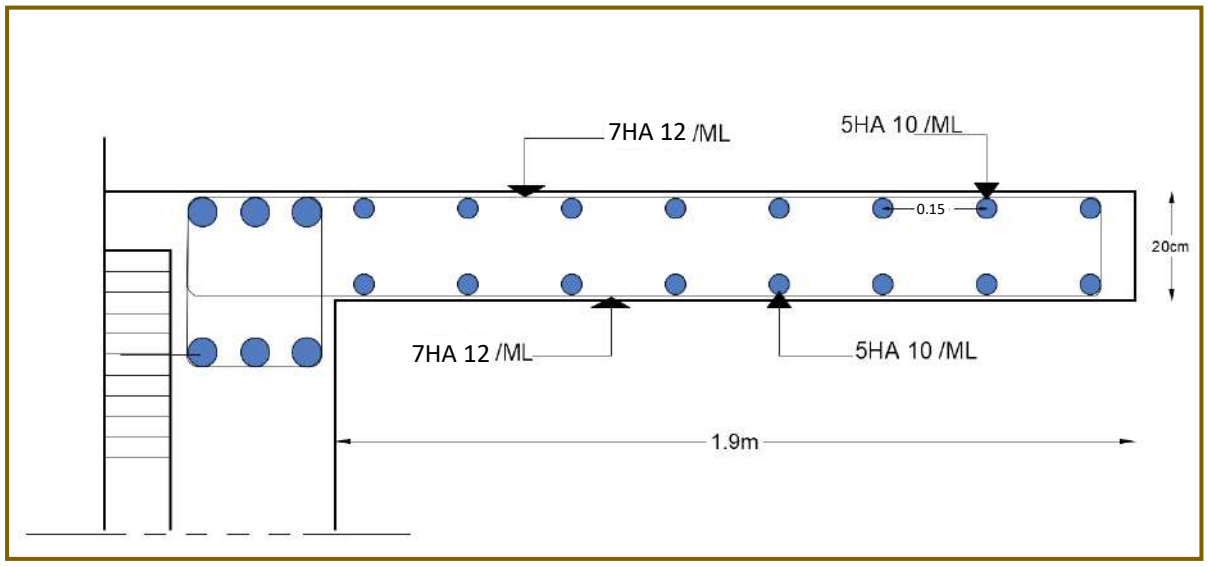


Figure III.17 : Schéma du ferraillage du balcon

III .5. Etude des escaliers :

III .5.1.Introduction :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

III .5.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges et surcharges :**

- La paillasse :

$G = 9.21 N/m^2$, $Q = 2.5 KN/m^2$

- Le palier :

$G = 6.4 N/m^2$, $Q = 2.5 KN/m^2$

- **Combinaison des charges :**

Tableau.III.13 : Calcule des combinaisons des charges d'escalier

Combinaison d'action	La paillasse (KN/m²)	Palier (KN/m²)
ELU 1.35 G+1.5Q	16.184	12.39
ELS G+Q	11.71	8.9

III .5.3. Calcule des sollicitations :

- **Type 01 : Etage courante**

- **ELU :**

$M_{umax} = 56.11\ KN.m$
$V_{umax} = 42.62\ KN$

ELS :

$M_{sermax} = 40.58 KN.m$
$V_{sermax} = 30.83\ KN$

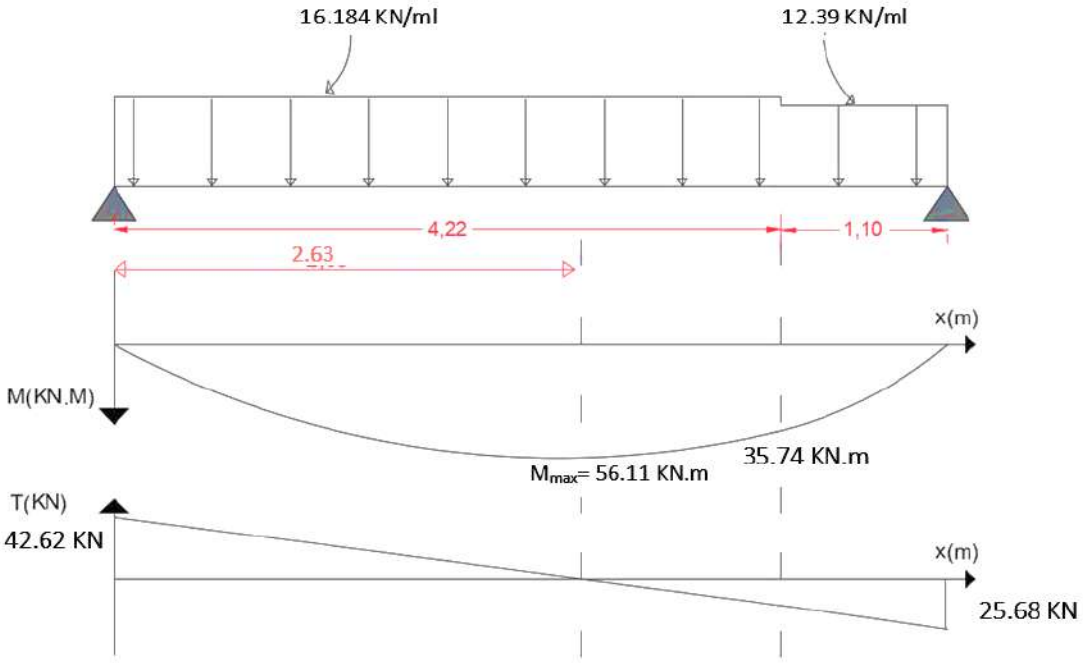


Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELU Type 01

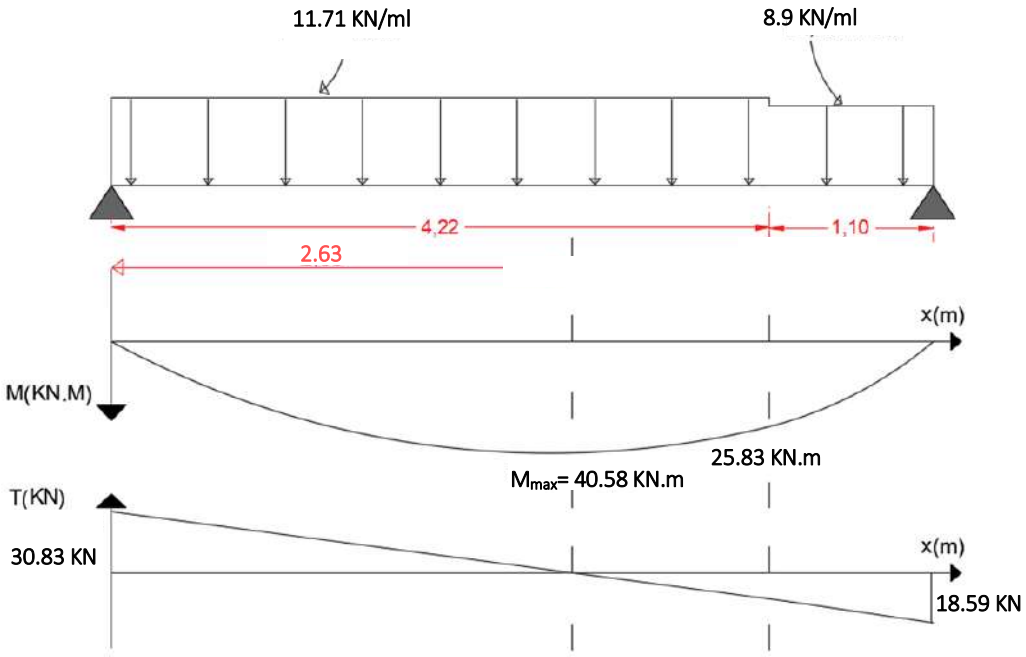


Figure III.19 : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELS Type 01

- **Type 02 : Escalier (RDC-mezzanine) :**

- **ELU :**

$M_{umax} = 13.09\ KN.m$
$V_{umax} = 20.58\ KN$

- **ELS :**

$M_{sermax} = 9.45 KN.m$
$V_{sermax} = 14.88\ KN$

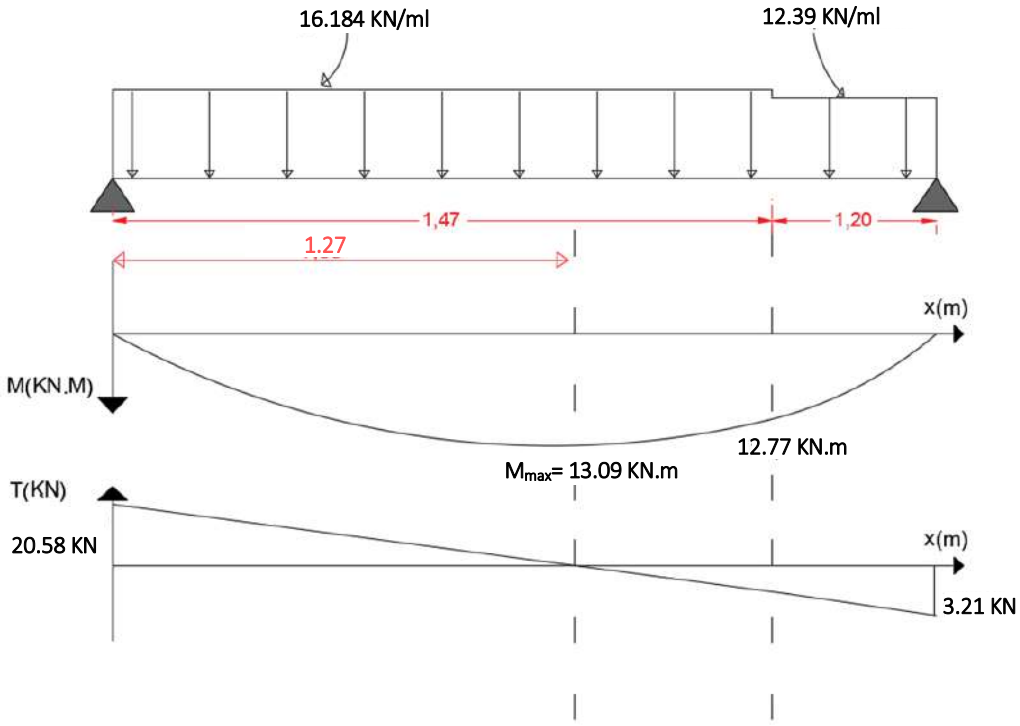


Figure III.20 : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELU Type 02

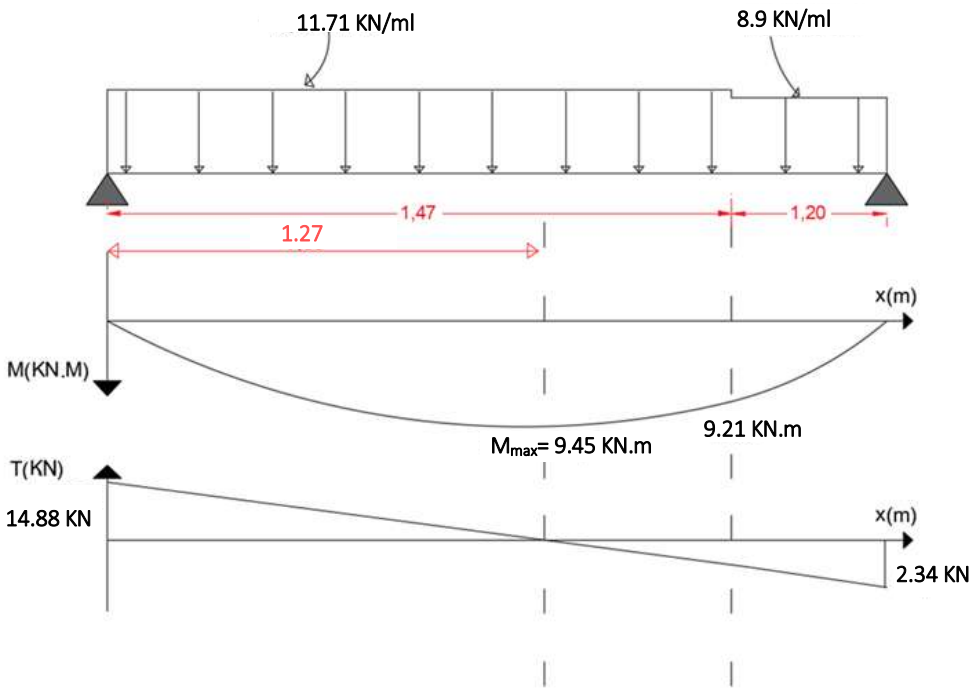


Figure III.21 : Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELS Type 02

III .5.4. Calcul du Ferraillage :

Le calcule se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h), Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. L'escalier est élément intérieur, donc la fissuration est peu préjudiciable.

Telle que : $b = 100cm$; $h = 18\,cm$; $d = 0{,}9h = 0{,}9 \times 20 = 18cm$.

- **Type 01 :**

- **A ELU :**

$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 56.11 = 47.694\ KN.m$

$M_{appui\ max} = 0.3 \times 56.11 = 16.833\ KN.m$

- **A ELS :**

$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 40.58 = 34.493\ KN.m$

$M_{appui\ max} = 0.3 \times 40.58 = 12.174\ KN.m$

1. Calcule à l'ELU :

Le calcule est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.14 : Calcule du ferraillage à l'ELU d'escalier Type 01

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_c$	A'_s (cm²)	α	Z	A_s (cm²)	Choix	A_s adp (cm²)	St (cm)
Travée	47.7	0,1037	oui	0	0.137	17.013	8,061	6HA14	9,24	15
Appui	16.8	0,0365	oui	0	0,047	17.665	2,734	5HA12	5.65	20

- **Armatures de répartition** :

- **Travée :**

Ar = As / 4 =9.24/ 4 = 2.31cm²

On opte **5HA8** avec $\mathbf{A_r = 2.51cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20cm}$

- **Appuis :**

Ar = As / 4 = 5.65/ 4 = 1.413cm²

On opte **5HA8** avec $\mathbf{A_r = 2.51cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20cm}$

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition non fragilité :**

$A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2{,}1}{400}$$

$A_{min} = 2.17cm^2$

En appuis : $\mathbf{A_s = 9.24 > A_{min} = 2.17}$ → Condition vérifiée

En travée : $\mathbf{A_s = 5.65 > A_{min} = 2.17}$ → Condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures longitudinales :**

$St \leq \min(3 \times h\,;\, 33)\,cm \rightarrow St \leq \min(60\,;\, 33)\,cm$

En travée :

$15cm \leq 33cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

En appuis :

$20cm \leq 33\,cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$St \leq (4 \times h\ ;\ 45)\ cm \rightarrow St \leq \min(80\ ;\ 45\ cm)$

$20\ cm \leq 45\ cm$ ==> Condition vérifiée

- **Vérification du contraint de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right) = 2{,}5\ MPa$$

$$\tau = \frac{42.62\ \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0.237\ MPa$$

$\boldsymbol{\tau = 0.237\ < \overline{\tau_u} = 2{,}5}\ \rightarrow$ Conditions vérifiée.

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

- **Travée :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times \psi_s{}^2.f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times 1{,}5^2\ \times 2{,}1 = 2{,}8\ MPa$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi\ \times 1{,}4 = 26.38\ cm$$

$$\tau_{se} = \frac{42.62 \times 10^{-3}}{0{,}9\ \times 0{,}18 \times 0{,}264} = 0.997$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0{,}997\ \leq \bar{\tau}_{se} = 2{,}8}\ \rightarrow$ condition vérifiée .

- **Appui :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6\ \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}8\ MPa$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi\ \times 1{,}2 = 18.85\ cm$$

$$\tau_{se} = \frac{42.62 \times 10^{-3}}{0{,}9\ \times 0{,}18 \times 0{,}1885} = 1.396$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.396\ \leq \bar{\tau}_{se} = 2{,}8}\ \rightarrow$ condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

3. Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie $\overline{\sigma_{bc}}$ et la flèche :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :
X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **Travée :**

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 9{,}24$, $n = 15$

$\eta =$ le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X^2 + 138.6X - 2494.8 = 0$$

$$X = 5.812\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}5.812^3 + 138.6(18 - 5.812)^2$$

$$I = 27132.847\text{cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{34.493 \times 10^5}{27132.847} \times 0.0851 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 10.818\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 10.818 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- **Appui :**

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

Avec :
$A'_s = 0$, $A_s = 5.65$, $n = 15$

$\eta =$ le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X^2 + 84.75X - 1525.5 = 0$$

$$X = 4.741\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.741^3 + 84.75(18 - 4.741)^2$$

$I = 18451.270 cm^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{12.174 \times 10^5}{18451.270} \times 0.0474 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 3.127 MPa$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3.127 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

Type 02 : RDC-Mezzanine

- **A ELU :**

$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 13.09 = 11.127 KN.m$

$M_{appui\ max} = 0.3 \times 13.09 = 3.927\ KN.m$

- **A ELS :**

$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 9.45 = 8.033\ KN.m$

$M_{appui\ max} = 0.3 \times 9.45 = 2.835\ KN.m$

1. Calcul à l'ELU :

Le calcule se résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.15 : Calcule du ferraillage à l'ELU d'escalier Type 02

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_c$	A'_s (cm²)	α	Z	A_s (cm²)	Choix	A_s adp (cm²)	St (cm)
Travée	11.127	0.0242	oui	0	0.031	17.780	1.799	5HA12	5.65	20
Appui	3.927	0.0085	oui	0	0.011	17.923	0.630	5HA12	5.65	20

- **Armatures de répartition** :

- **Travée :**

Ar = As / 4 =5.65/ 4 = 1.413 cm²

On opte **5HA10** avec $\mathbf{A_r = 3.93 cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20\ cm}$

- **Appuis :**

Ar = As / 4 = 5.61/ 4 1.413 cm²

On opte **5HA10** avec $\mathbf{A_r = 3.93cm^2}$ avec un espacement de $\mathbf{St = 20\ cm}$

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2{,}1}{400}$$

$$A_{min} = 2.17 cm^2$$

En appuis : $A_s = 5.65 > A_{min} = 2.17 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_s = 5.65 > A_{min} = 2.17 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures longitudinales :**

$St \leq \min(3 \times h\ ;\ 33)\ cm \rightarrow St \leq \min(60\ ;\ 33)\ cm \quad ;\quad h = 20\ cm$

En travée :

$20\ cm \leq 33cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

En appui :

$20cm \leq 33\ cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$St \leq (4 \times h\ ;\ 45)\ cm \rightarrow St \leq \min(80\ ;\ 45\ cm) \quad ;\quad h = 20\ cm$

$20\ cm \leq 45\ cm$ ==> Condition vérifier

- **Vérification au contraint du cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ MPa\right) = 3.33\ MPa$$

$$\tau = \frac{20.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0{,}114\ MPa$$

$\boldsymbol{\tau = 0{,}114 < \overline{\tau_u} = 3.33}$ → Conditions vérifiée.

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.\,d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times \psi_s{}^2.\,f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}8\ \text{MPa}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1{,}2 = 18.850\ \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.58 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 0{,}18 \times 0{,}1885} = 0.674$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0{,}674 \leq \bar{\tau}_{se} = 2{,}84}$ → condition vérifiée .

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

3. Vérification a ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie $\overline{\sigma_{bc}}$ et la flèche :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

- **Travée :**

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

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 5.65$, $n = 15$

η= le coefficient d'équivalence acier – béton

$$50X^2 + 84.75X - 1525.5 = 0$$

$$X = 4.741\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.741^3 + 84.75(18 - 4.741)^2$$

$$I = 18451.270\text{cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{8.033 \times 10^5}{18451.270} \times 0.0474 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 2.064\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.064 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- **Appui :**

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

Avec :

$A'_s = 0$, $A_s = 5.65$, $n = 15$

$$50X^2 + 84.75X - 1525.5 = 0$$

$$X = 4.741\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.741^3 + 84.75(18 - 4.741)^2$$

$$I = 18451.270\text{cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.835 \times 10^5}{18451.270} \times 0.0474 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.728\text{MPa}$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.728 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

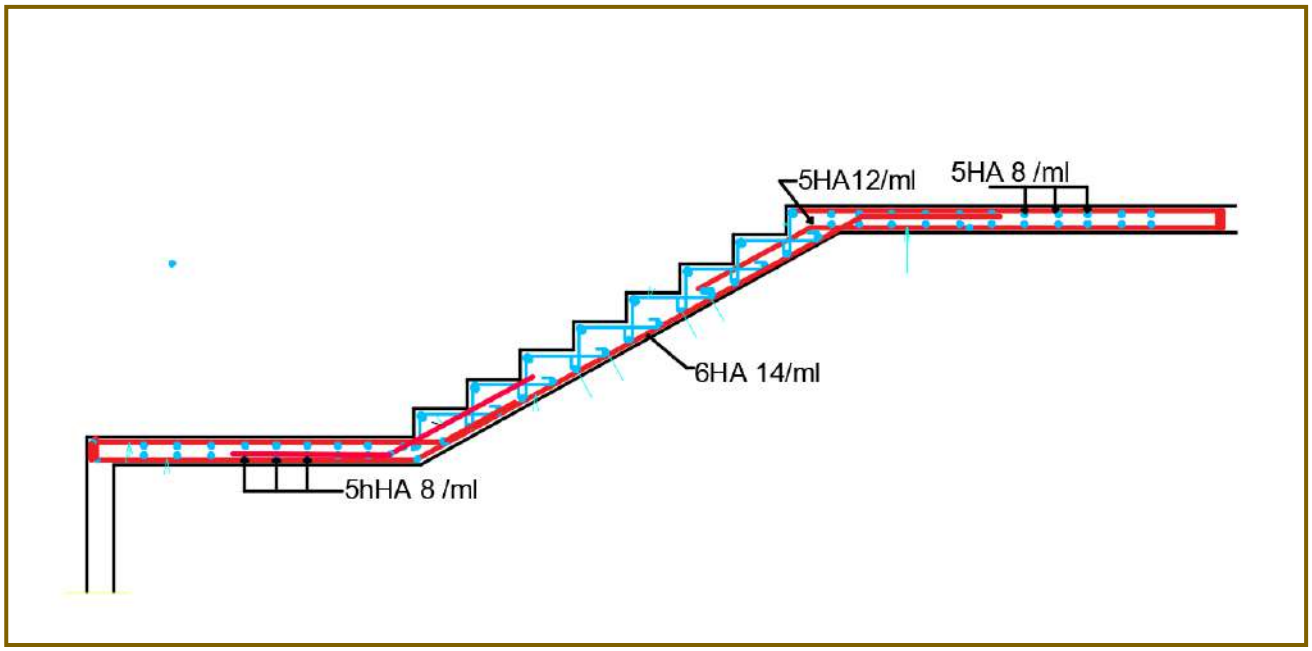


Figure III.22 : Schéma du ferraillage d'escalier Type 01

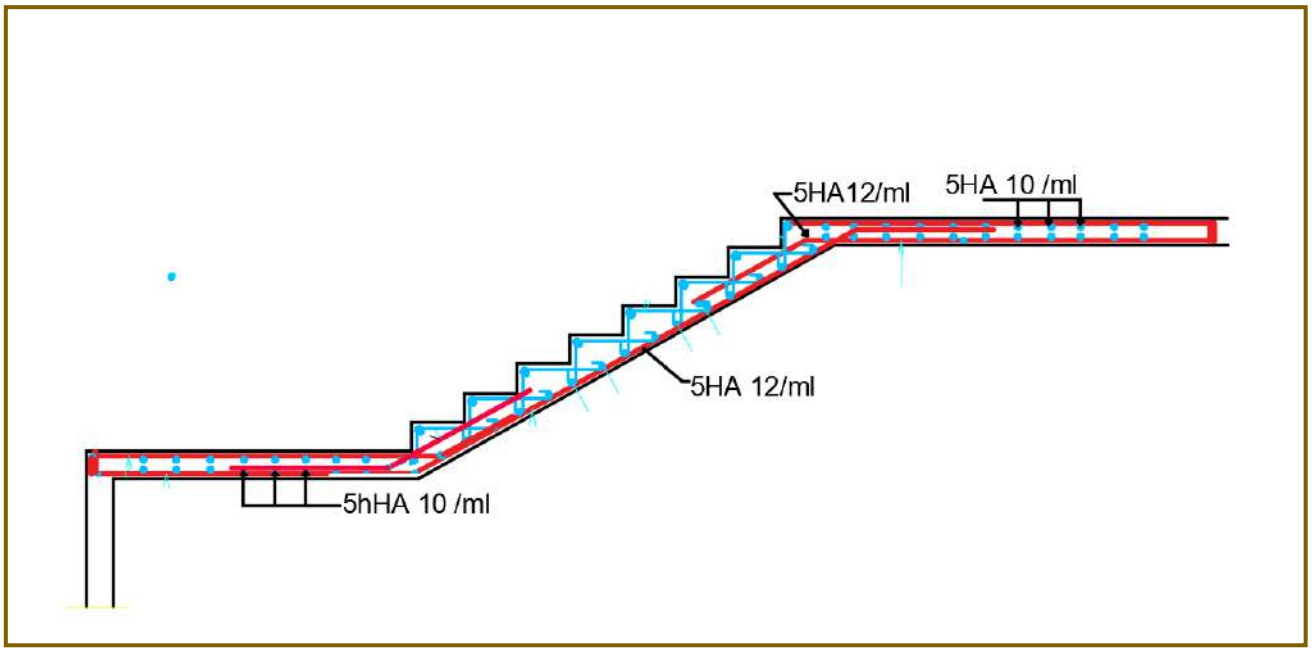


Figure III.23 : Schéma du ferraillage d'escalier Type 02

III .6. Etude de Dalle machine :

III .6.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui sont appliquées sur elle.

- **Pré dimensionnement :**

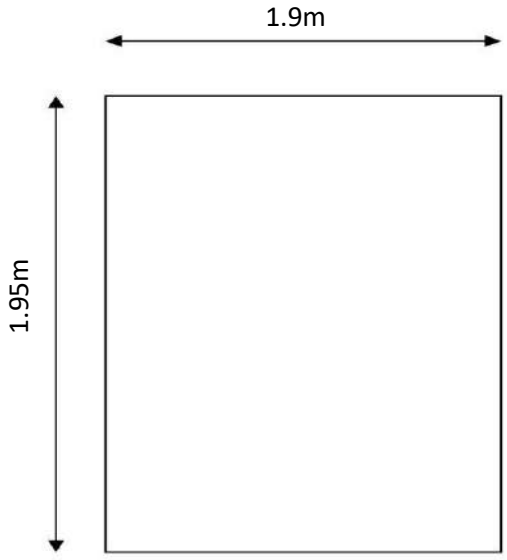


Figure III.24 : Schéma de ferraillage de la dalle machine.

Selon la BAEL99 :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{195} = 0.97 > 0.4$ → la dalle travaille suivant les deux directions.

$h \geq \frac{l_x}{30} = \frac{190}{30} = 6.33$ cm

D'où le RPA exige une épaisseur minimale de la dalle de 12 cm, donc on prend $h = 25cm$

III .6.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Descente de charge d'ascenseur :**

Tableau.III.16 : Descente de charge d'ascenseur

Désignation	e(m)	Masse volumique ρ(kn/m³)	Poids G (KN/m²)
Poids de la dalle machine supportée			50
Dalle pleine	0.25	0.25	6.25
		G	56.25 KN/m²

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 \times 56.25 + 1.5 \times 1 = 77.438\ KN/m^2$

ELS :

$q_{ser} = G + Q = 56.25 + 1 = 57.25\ KN/m^2$

III .6.3. Calcul des moments :

- **A ELU :**

Pour $\nu = 0 \quad et \quad \alpha = 0.97$

Selon **BAEL91 Annexe E.3 :** $\rightarrow \mu_x = 0.0393 \quad ; \mu_y = 0.934$

$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2 = 0.0393 \times 77.438 \times 1.9^2$

$M_{xu} = 10.986 KN.m$

$M_{yu} = \mu_y \times M_x = 0.934 \times 10.986$

$M_{yu} = 10.261\ KN.m$

- **Les moments dans le sens X-X :**

Travée :

$M_{txu} = 0.85 \times M_{xu} = 0.85 \times 10.986 = 9.338\ KN.m$

Appui :

$M_{axu} = 0.3 \times M_{xu} = 0.3 \times 10.986 = 3.2958\ KN.m$

- **Les moments dans le sens Y-Y :**

Travée :

$M_{tyu} = 0.85 \times M_{yu} = 0.85 \times 10.261 = 8.721\ KN.m$

Appui :

$M_{ayu} = 0.3 \times M_{yu} = 0.3 \times 10.261 = 3.078\ KN.m$

- **A ELS :**

Pour $\nu = 0.2$ et $\alpha = 0.97$

Selon **BAEL91 Annexe E.3 :** $\rightarrow \mu_x = 0.0467$; $\mu_y = 0.954$

$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2 = 0.0467 \times 57.25 \times 1.9^2$

$M_{xs} = 9.652KN.m$

$M_{ys} = \mu_y \times M_x = 0.954 \times 9.652$

$M_{ys} = 9.208\ KN.m$

- **Les moments dans le sens X-X :**

Travée :

$M_{txs} = 0.85 \times M_{xs} = 0.85 \times 9.652 = 8.204\ KN.m$

Appui :

$M_{axs} = 0.3 \times M_{xs} = 0.3 \times 9.652 = 2.896\ KN.m$

- **Les moments dans le sens Y-Y :**

Travée :

$M_{tys} = 0.85 \times M_{ys} = 0.85 \times 9.208 = 7.827\ KN.m$

Appui :

$M_{ays} = 0.3 \times M_{ys} = 0.3 \times 9.208 = 2.762\ KN.m$

III .6.4. Calcul du ferraillage :

Le calcule se fait pour une des dalles reposantes sur 4 côtés, Pour une section rectangulaire (b×h) bande de 1m, qui travaille en flexion simple. La dalle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Avec :
$b = 100cm$; $h = 25cm$; $d = 0.9 \times h = 22.5cm$

1. Calcule à l'ELU :

- **Dans la direction X-X :**

  - **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{txu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.338 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.013$$

$FeE400$; $f_{c28} = 25\ MPa \rightarrow \mu_l = 0{,}392$
$\mu_l = 0{,}392 > \mu = 0.013 \rightarrow$ SSAC

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}}{0.8} = 0.016$$
$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.016) = 0.224$$

$\mu = 0.013 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826MPa$$

$$A_s = \frac{M_{tux}}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.338 \times 10^3}{22.4 \times 347.826} = 1.198cm^2$$

On Opte pour **5HA10** avec $\mathbf{A_s = 3.93cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm}$

  - **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_{axu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.296 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.005$$

$\mu_l = 0{,}392 > \mu = 0.005 \rightarrow$ SSAC

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}}{0.8} = 0.006$$
$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.016) = 0.224$$

$\mu = 0.005 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826MPa$$

$$A_s = \frac{M_{tyu}}{Z \times \sigma_s} = \frac{3.296 \times 10^3}{22.4 \times 347.826} = 0.423 cm^2$$

On Opte pour **5HA10** avec $\mathbf{A_s = 3.93 cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20 cm}$

Le même calcule se fait pour la direction Y-Y :

Tableau.III.17 : Calcule du ferraillage à l'ELU de la dalle machine dans le sens Y-Y

	M_{ts} (KN/m^2)	μ	$\mu_l > \mu$	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_s adpt (cm^2)	St (cm)
Travée	8.721	0.012	Oui	0.015	22.4	1.119	5HA10=3.93	20
Appui	3.078	0.004	Oui	0.005	22.5	0.393	5HA10=3.93	20

2. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de condition non fragilité :**

$A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = W_0 \times \frac{3 - \alpha}{2} \times b \times h$$

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times \frac{3 - 0.97}{2} \times 100 \times 22.5$$

$$A_{min} = 1.827\ cm^2$$

- **Dans le sens Lx :**

Travée : $\mathbf{A_s = 3.93 \geq A_{min} = 1.827}$ → Condition vérifiée

Appui : $\mathbf{A_s = 3.93 \geq A_{min} = 1.827}$ → Condition vérifiée

- **Dans le sens Ly :**

Travée : $\mathbf{A_s = 3.93 \geq A_{min} = 1.827}$ → Condition vérifiée

Appui : $\mathbf{A_s = 3.93 \geq A_{min} = 1.827}$ → Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right) = 2.5 MPa$$

$$V_{ux} = \frac{q_u l_x l_y}{2(l_x + l_y)} = \frac{77.438 \times 1.9 \times 1.95}{2 \times (1.9 + 1.95)} = 49.467 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{77.438 \times 1.9}{3} = 49.043\text{KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = 49.467\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.221\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.221 < \bar{\tau}_u = 2.5}$ → Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'espacement :**

- **Dans le sens x-x :**

$S_t = 20 < \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{75; 33\text{cm}\} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Dans le sens Ly :**

$S_t = 20 < \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 20 < \min\{100; 45\text{cm}\} \rightarrow$ Condition vérifiée

3. Vérification a l'ELS :

- **Vérifications des contraintes de compression :**

- **Pour le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

- **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} 400; 100\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.667; 201.633\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633\text{MPa}$$

Le calcul de la vérification des contraintes de compression se résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.18 : Calcul de la vérification à l'ELS de la dalle machine

	sens	M_t (KN. m)	A_s (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
Travée	**x-x**	8.204	3.93	4.595	22132.688	1.703	Vérifier	99.553	Vérifier
	y-y	7.827	3.93	4.595	22132.688	1.624	Vérifier	94.979	Vérifier
Appui	**x-x**	2.896	3.93	4.595	22132.688	0.601	Vérifier	35.142	Vérifier

	y-y	2.762	3.93	4.595	22132.688	0.543	Vérifier	33.516	Vérifier

- **Vérification de la flèche**

- Sens Lx:

La vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions suivantes n'est pas remplie

Selon BAEL 99 B.7.5 :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20\ M_x} \rightarrow 0.132 \geq 0.0399 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.00175 \leq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

CHAPITRE IV

ETUDE AU VENT

IV .1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage**.**

Selon le Règlement Neige et Vent RNV2013 Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

IV .2. Application du RNV2013 :

- **coefficient de calcul Effet de la région :**
  Notre structure est située dans la zone IIa, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNV 2013[1] (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 435\ N/m^2$

- **Effet de site :**
  La structure sera implantée en zone de catégorie I, donc d'après les données du tableau 2-4 dans le RNVA2013 les données relatives au site sont :
  - K_T = 0.215 (facteur de terrain)
  - Z_0 = 0.3m (paramètre de rugosité)
  - $Z_{mín}$= 5 m (hauteur minimale)
  - ε= 0.61

- **Coefficient de topographie :**

Pour un site est plat, le coefficient de topographie Ct = 1. (Chapitre II RNV2013)

IV .2.1. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

- **Calcul du coefficient d'exposition C_e :**

Coefficient d'exposition au vent, peut être calculé par formule suivante :

$$C_e(z) = C_T(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7I_v(z)]$$

Avec :

- C_r : Est le coefficient de rugosité
- C_t : Le coefficient de topographie
- $I_v(z)$:Est l'intensité de la turbulence
- z : Est la hauteur considérée

- **Coefficient de rugosité** C_r **:**

Le coefficient de rugosité, calculé par les formules suivantes :

$$C_r(Z) = K_T \times Ln\frac{Z}{Z_0} \qquad \text{pour} \qquad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(Z) = K_T \times Ln\frac{Z_{min}}{Z_0} \qquad \text{pour} \qquad Z \leq Z_{min}$$

Pour :

h= 31.1 m : hauteur totale de la construction et b = 17.77m : largeur de la construction on a :

b=17.77m ≤ h=31.1 ≤ 2.b =35.54m

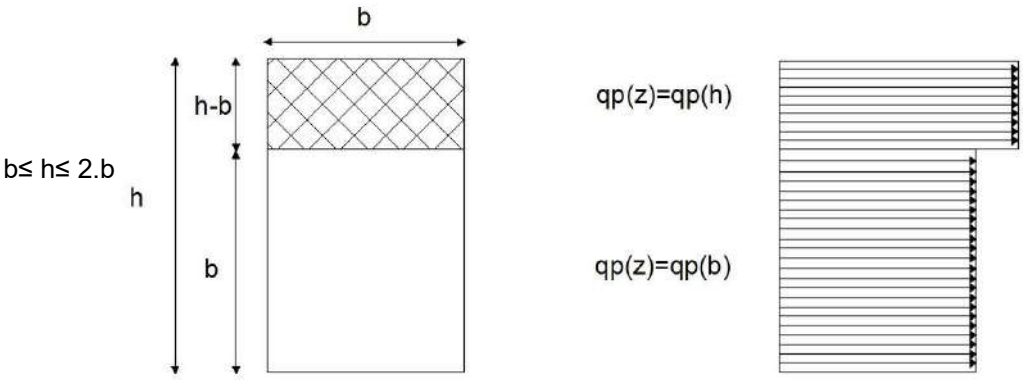


Figure IV.1 : Hauteur de référence z_e pour b≤ h≤ 2.b

On considère deux bandes de hauteur suivante :

Bande inférieure entre 0 et z_e=17.77m.

Bande supérieure entre z_e=b= 17.77 z_e=31.10 m.

- **Bande inférieure entre 0 et z_e=17.77m :**

$$C_r(z = 17.77m) = 0.215 \times Ln\frac{17.77}{0.3} = 0.878$$

- **Bande supérieure entre z_e=b= 17.77 z_e=31.10 m :**

$$C_r(z = 31.10) = 0.215 \times Ln\frac{31.10}{0.3} = 0.998$$

- **Intensité de turbulence $I_v(z)$:**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divise par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux équations suivantes :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times Ln(\frac{z}{z_0})} \qquad \text{Pour} \quad z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times Ln(\frac{z_{min}}{z_0})} \qquad \text{Pour} \quad z < z_{min}$$

Avec :

- C_t : coefficient topographique
- Z_0 : paramètre de rugosité
- Z_{min} : hauteur min

- **Bande inférieure entre 0 et z_e=17.77m :**

$$I_v(z = 17.77m) = \frac{1}{1 \times Ln(\frac{17.77}{0.3})} = 0.245$$

- **Bande supérieure entre z_e=b= 17.77 z_e=31.10 m :**

$$I_v(z = 31.10m) = \frac{1}{1 \times Ln(\frac{31.10}{0.3})} = 0.215$$

Le calcul du coefficient d'exposition C_e se résume dans le tableau suivant :

Tableau .VI.1: Le calcul du coefficient d'exposition C_e

Bande	z_e	C_e (z_e)
0 -17.77 m	17.77	2.093
17.77- 31.10 m	31.10	2.495

Le calcul de la pression dynamique q_{dyn} se résume dans le tableau suivant :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

Tableau .VI.2: Le calcul de la pression dynamique q_{dyn}

Bande	q_{ref} (N/m²)	$C_e(z_e)$	q_{dyn} (N/m²)
0 -17.77 m	435	2.093	910.455
17.77-31.10 m	435	2.495	1085.325

IV .2.2. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Dans le cas où la hauteur du bâtiment est supérieure à 15 m, le coefficient Cd peut être déterminé en utilisant la procédure détaillée suivant basée sur l'expression :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$$

Ou :

- z_{eq} en (m) : est la hauteur équivalente de la construction
- $I_v(z_{eq})$: est l'intensité de la turbulence pour $z=z_{eq}$
- Q^2 : est la partie quasi-statique donnée en 3.3.1 (RNV2013)
- R^2 : est la partie résonante donnée en 3.3.2 (RNV2013)
- G : est le facteur de pointe donnée en 3.3.3 (RNV2013)

- **Hauteur équivalente de la construction Z_{eq} :**

Pour une construction verticale telle que bâtiment, etc. :

$$z_{eq} = 0.6 \times h = 0.6 \times 31.10 = 18.66 \text{ m} > Zmín = 2 \text{ m}$$

- **la partie quasi-statique Q^2 :**

La partie quasi-statique est donnée par l'équation et représentées sur la figure 3.1 (RNV2013)

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_t(z_{eq})}\right)^{0.63}}$$

Avec :

- b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction : b=17.77 m, h=31.10m
- $L_t(z_{eq})$: est l »échelle de turbulence pour $z=z_{eq}$ donnée par :

$$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^{\varepsilon} \qquad \text{Pour} \quad z_{min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$L_i(z) = L_t(z_{min}) \qquad \text{Pour} \qquad z \leq z_{min}$$

Dans notre cas : $z_{min}=2\text{m} \leq z=18.66\text{m} \leq 200\text{m}$ donc :

$$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{18.66}{200}\right)^{0.44} = 105.650$$

Donc :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(17.77 + 31.10)}{105.650}\right)^{0.63}} = 0.644$$

- **Partie résonnante R^2 :**

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

Ou :

- R_N est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance donnée par la figure 3.3 ou l'équation 3.5 (RNV 2013) :

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}}$$

Avec :

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

avec :

$$n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

Avec f est la flèche de la structure du au poids propre appliqué dans la direction de vibration

Pour $f = 0.605\ m \rightarrow n_{1,x} = 0.643\ Hz$

$$V_m = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$C_r(z_{eq} = 18.66m) = 0.215 \times Ln\frac{18.66}{0.3} = 0.888$$

$$C_t(z_{eq} = 18.66m) = 1$$

$V_{ref} = 27\ m/s$ (RNVA2013 ANNEX 1 Tableau A1 pour la zone IIa)

Donc :

$$V_m = 23.976\ m/s$$

Alors :

$$N_x = \frac{0.643 \times 105.650}{23.976} = 2.833$$

$$\rightarrow R_N = \frac{6.8 \times 2.833}{(1 + 10.2 \times 2.833)^{\frac{5}{3}}} = 0.067$$

- R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique données par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \qquad pour \qquad \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \qquad \text{pour} \qquad \eta_b > 0$$

$$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})} = 3.836 \;\; \rightarrow R_h = 0.227$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})} = 2.192 \;\; \rightarrow R_b = 0.353$$

- δ est le décrément logarithmique d'amortissement des vibrations pour le mode fondamental dans la direction du vent donné par

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$\delta_a = 0$, δ_s est donné dans le tableau 3.1 RNVA 2013

Pour un bâtiment en béton armé $\delta_s = 0.1$

Donc $\delta = 0.1$

Alors $\rightarrow R^2 = 0.265$

- **Intensité de la turbulence $I_v(z_{eq})$:**

$$I_v(z = 18.66m) = \frac{1}{1 \times Ln(\frac{18.66}{0.3})} = 0.242$$

- **Facteur de pointe g :**

Le facteur de point g est donné par l'équation 3.11 (RNVA2013) :

$$g = \sqrt{2 \times Ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times Ln\,(600 \times v)}} \geq 3$$

Ou :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} = 0.643 \times \sqrt{\frac{0.265}{0.644 + 0.265}}$$

$v = 0.347 \rightarrow g = 3.451$

Alors :

$$\rightarrow C_d = \frac{1 + 2 \times 3.451 \times 0.242 \times \sqrt{0.644 + 0.265}}{1 + 7 \times 0.242}$$

$$\rightarrow C_d = 0.962$$

IV .2.3. Calcul du coefficient de force C_f :

Le coefficient de force C_f des constructions soumise à un vent perpendiculaire à l'une de leur faces est donné par :

$C_f = c_{f.0} \times \psi\lambda$

C_f : est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini (4.2.1 RNV2013)
$\psi\lambda$: est le facteur d'élancement (4.1.1 RNVA 2013)

- **le facteur d'élancement $\psi\lambda$:**

Le facteur d'élancement $\psi\lambda$ prend en compte la résistance réduite de la structure due au flux du vent autour de l'extrémité (effet d'extrémité). Le facteur d'élancement $\psi\lambda$ est donné par la figure 4.1 (RNVA2013 4.1.1) en fonction de l'élancement effectif λ de la construction (RNVA2013 .4.1.2) et pour différent coefficients de remplissage φ. Pour les structures solides (le coefficient de remplissage φ = 1.0

Les formules donnant l'élancement effectif λ_e sont présentées dans le tableau 4.1 (RNVA 2013)

- Pour les éléments de section rectangulaire et de longueur $l \leq 15$ m, l'élancement effectif λ est égal à : (Tableau 4.1 RNVA2013)

$$\lambda_{15} = \min(2h / b, 70) = \min(2x31.1 / 17.77, 70) = 3.5$$

- Pour les éléments de section rectangulaire et de longueur $l \geq 15$ m, l'élancement effectif λ est égal à :

$$\lambda_{50} = \min(1.4\,h / b, 70) = \min(1.4x31.1 / 17.77, 70) = 2.45$$

- Pour les éléments de section rectangulaire et de longueur intermédiaire 15 m < l <50 m, l'élancement effectif λ est calculé par interpolation linéaire :

$$\lambda = \lambda_{15} + (\lambda_{50} - \lambda_{15}) \times \frac{(l - 15)}{(50 - 15)} = 3.017$$

La valeur estimée du facteur d'élancement est : $\psi\lambda$ = 0,66 pour (λ =3.017 et φ=1.0)

- **Coefficient de force sans écoulement libre $C_{f,0}$:**

Pour les éléments à section rectangulaire, le coefficient de force sans écoulement libre $C_{f,0}$ dépend du rapport d'aspect d/b de la section. Le coefficient de force sans écoulement libre $C_{f,0}$ est spécifié dans RNV2013 4.2.1. La valeur de $C_{f,0}$ est déterminée selon RNV2013 4.2.1 (figure 4) .

Pour les valeurs de d = 21.42 m, b = 17.77 m, d / b = 2.3

La valeur estimée pour le coefficient de force sans écoulement libre est $c_{f,0}$ = 1.455

Donc :

$$\rightarrow C_f = 1.455 \times 0.66 = 0.960$$

IV .2.4. Calcule de la force exercée par le vent à partir des coefficients de force F_w :

La force totale du vent sur la structure F_w est estimée à :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_{dyn} \times A_{ref}$$

Tableau .VI.3: Calcule de la force totale de la structure F_w

Bande	C_d	C_f	A_{ref} (m^2)	q_{dyn} (N/m^2)	F_w (KN)
0 -17.77 m	0.962	0.960	315.773	910.455	265.509
17.77-31.10 m	0.962	0.960	236.874	1085.325	237.423
				F_{wT}	502.932

IV .2.5. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :

- **Parois verticales :**

- **Sens x**

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 99
b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1, b = 21.42 m
d : la dimension parallèle à la direction du vent V1, d = 17.77 m
e = min (b ; 2h) = min (21.42 ; 62.2) = 21.42 m
e > d la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

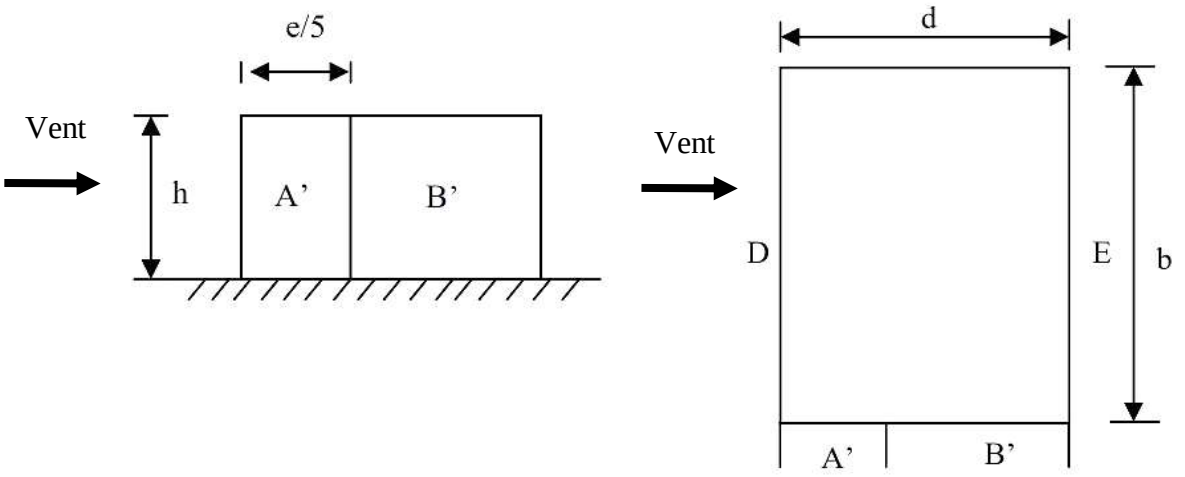


Figure IV.2 : Légende pour les parois verticales d < e

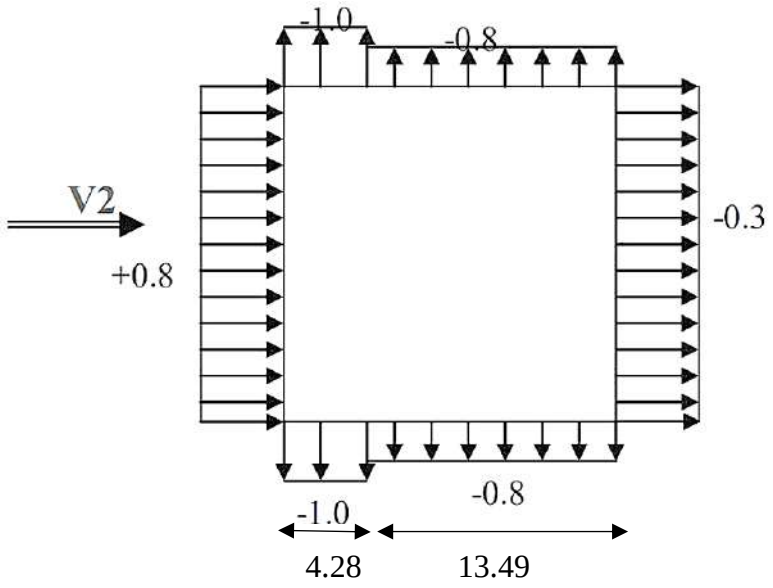


Figure IV.3 :C_{pe} pour les parois verticales d < e

Pour S $>$ 10 m^2 $\rightarrow$ $C_{pe.10}$
Selon le RNVA 2013 les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNVA2013)

Dans notre cas :

Tableau. IV.4 : Valeur de C_{pe} pour d < e

	AA'	**BB'**	**D**	**E**
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Sens y :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2, b = 17.77 m
d : la dimension parallèle à la direction du vent V2, d = 21.42 m
e = min (b ; 2h) = min (17.77 ; 62.2) = 17.77 m
e < d la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

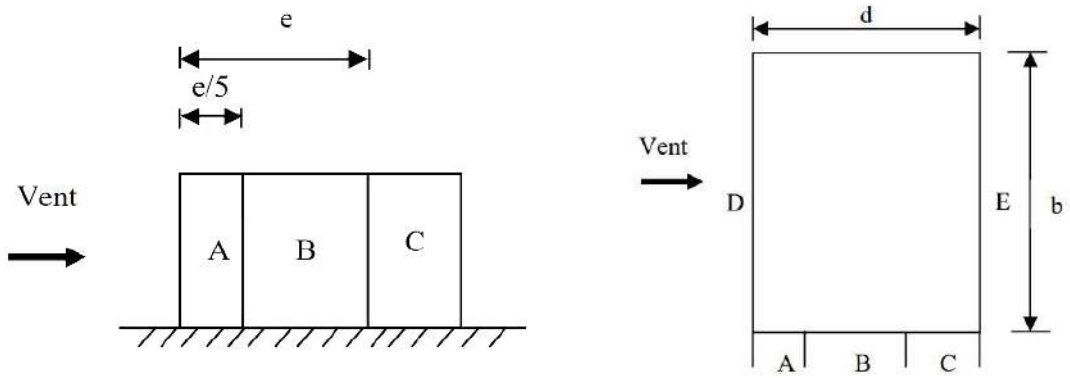


Figure IV.4 : Légende pour les parois verticales d > e

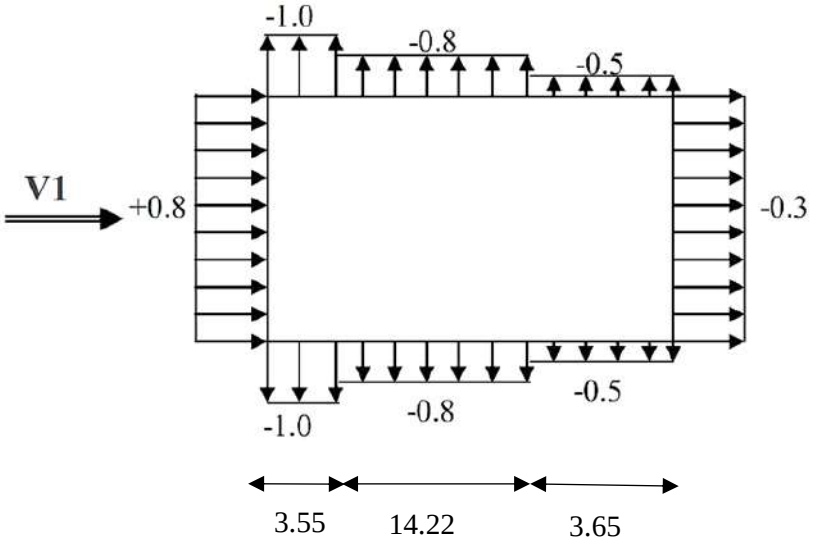


Figure IV.5 :C_{pe} pour les parois verticales d > e

Pour S $> 10\ m^2 \rightarrow C_{pe.10}$

Selon le RNVA 2013 les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNVA2013)

Dans notre cas :

Tableau. IV.5 : Valeur de C_{pe} pour d > e

	AA'	BB'	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

- **Toiture plate :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après.

e = Min [b ; 2h]

b: dimension du côté perpendiculaire au vent

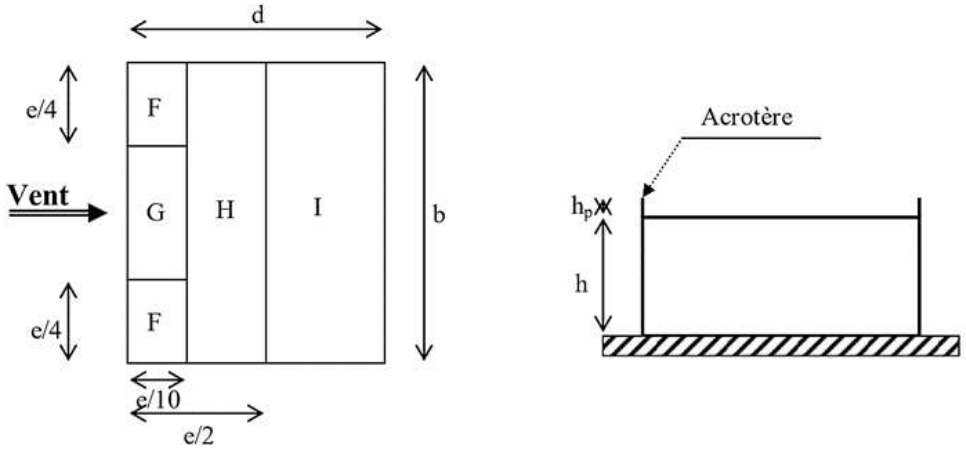


Figure IV.6 : Légende pour les toitures plates

b= 17.77 m, h=31.10 m⟶ e = Min [17.77 ; 62.2] =17.77 m

Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 RNVA 2013 :

Tableau. IV.6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

		Zone			
		F	**G**	**H**	**I**
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotère	**h_p/h=0.025**	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
	h_p/h=0.050	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	h_p/h=0.100	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Dans notre cas hp/h = 1 / 32.9 = 0,032 m

	Zone			
	F	**G**	**H**	**I**
C_{pe}	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2

IV .2.6. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (figure 5.14 RNVA 2013)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe}}{\sum \text{aire de toutes les ouverture}}$$

D'âpres la note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4 on peut travailler avec des valeurs extrêmes C_{pi} = +0.2 et C_{pi} = -0.3

IV 2.7. Détermination du coefficient de pression du vent C_p :

Le coefficient de pression Cp est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a les deux tableaux suivants :

Pour C_{pi} = +0.2 :

Tableau. IV.7 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = +0.2

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.2	-1	-1.2
BB'	0.2	-0.8	-1
C	0.2	-0.5	-0.7
D	0.2	+0.8	0.6
E	0.2	-0.3	-0.5
F	0.2	-1.4	-1.6
G	0.2	-0.9	-1.1
H	0.2	-0.7	-0.9
I	0.2	+0.2	0
	0.2	-0.2	-0.4

Pour C_{pi}=-0.3

Tableau. IV.8 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = -0.3

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.7
BB'	-0.5	-0.8	-0.5
C	-0.5	-0.5	-0.2
D	-0.5	+0.8	1.1
E	-0.5	-0.3	0
F	-0.5	-1.4	-1.1
G	-0.5	-0.9	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.4
I	-0.5	+0.2	0.7
	-0.5	-0.2	0.3

IV 2.8. Calcule de de la pression aérodynamique du vent W :

$W(z) = q_{dyn} \times C_p$

Pour C_{pi} = +0.2

Tableau. IV.9 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = +0.2

Zone	Z_e	C_p	q_{dyn} (N/m²)	W(z) (N/m²)
AA'	0-31.10 m	-1.2	1085.325	-1302,39
BB'	0-31.10 m	-1	1085.325	-1085,325
C	0-31.10 m	-0.7	1085.325	-759,7275
D	0 -17.77 m	0.6	910.455	546273
	17.77-31.10 m		1085.325	651,195

E	0-31.10 m	-0.5	1085.325	-542,6625
F	31.10 m	-1.6	1085.325	-1736,52
G	31.10 m	-1.1	1085.325	-1193,8575
H	31.10 m	-0.9	1085.325	-976,7925
I	31.10 m	+0.2	1085.325	217,065
		-0.2	1085.325	-217,065

Pour C_{pi} = -0.3 :

Tableau. IV.10 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = -0.3

Zone	Z_e	C_p	Q_{dyn} (N/m²)	W(z) (N/m²)
AA'	0-31.10 m	-1.2	1085.325	-1302,39
BB'	0-31.10 m	-1	1085.325	-1085,325
C	0-31.10 m	-0.7	1085.325	-759,7275
D	0 -17.77 m	0.6	910.455	546273
	17.77-31.10 m		1085.325	651,195
E	0-31.10 m	-0.5	1085.325	-542,6625
F	31.10 m	-1.6	1085.325	-1736,52
G	31.10 m	-1.1	1085.325	-1193,8575
H	31.10 m	-0.9	1085.325	-976,7925
I	31.10 m	+0.2	1085.325	217,065
		-0.2	1085.325	-217,065

IV .2.9. Détermination de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99) :

$$F_{fr} = \sum \left(q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j} \right)$$

- J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.
- $S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.
- $C_{fr,j}$:Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport : $\frac{d}{b} \geq 3$ soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, Où b est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au vent.

- **Sens X :**

b = 21.42 m ; d = 17.77 m ; h=31.10 m

$$\frac{d}{b} = \frac{17.77}{21.42} = 0.830 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{17.77}{31.1} = 0.571 < 3$$

- **Sens Y :**

b = 17.77 m ; d = 21.42 m ; h=31.10 m

$$\frac{d}{b} = \frac{21.42}{17.77} = 1.2 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21.42}{31.1} = 0.689 < 3$$

Donc : pas de force de frottement.

IV .2.10. Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$$

Avec la pression extérieur :

$$W_e = q_{dyn}(z) \times C_{pe}$$

Le tableau suivant résume le calcule :

Tableau. IV.11 : Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,e}$

Zone	Z_e	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	A_{ref}	W_e (N/m²)	$F_{w.e.x}$(N)	$F_{w.e.y}$(N)
AA'	0-31.10 m	0.962	1085.325	-1	110.405	-1085,325	-115271,945	
BB'	0-31.10 m	0.962	1085.325	-0.8	442.242	-868,26	-369389,7594	
C	0-31.10 m	0.962	1085.325	-0.5	113.515	-542,6625	-59259,57561	

D	0 -17.77 m	0.962	910.455	+0.8	315.77	728.364	221257,7733	
	17.77-31.10 m		1085.325		236.874	868,26	197852,827	
E	0-31.10 m	0.962	1085.325	-0.3	236.874	-325,5975	-74194,924	
F	31.10 m	0.962	1085.325	-1.4	276.355	-1519,455		-403952,445
G	31.10 m	0.962	1085.325	-0.9	276.354	-976,7925		-259682,9079
H	31.10 m	0.962	1085.325	-0.7	221.059	-759,7275		-161562,8129
I	31.10 m	0.962	1085.325	+0.2	276.324	217,065		57701,01884
		0.962	1085.325	-0.2	276.324	-217,065		-57701,01884
						F_{weT}	-199005,6038	-825198,166

IV .2.11. Détermination de la force intérieur Fw,i :

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$$

Avec la pression extérieur :

$$W_i = q_{dyn}(z) \times C_{pi}$$

Le tableau suivant résume le calcule :

Tableau. IV.12 : Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,i}$

Zone	Z_e	q_{dyn} (N/m²)	C_{pi}	A_{ref}	W_i (N/m²)	$F_{w.i.x}$(N)	$F_{w.i.y}$(N)
AA'	0-31.10 m	1085.325	0.2	110.405	217,065	23965,06133	
BB'	0-31.10 m	1085.325	0.2	442.242	217,065	95995,25973	
C	0-31.10 m	1085.325	0.2	113.515	217,065	24640,13348	
D	0 -17.77 m	910.455	0.2	315.77	182.091	57499,42134	
	17.77-31.10 m	1085.325		236.874	217,065	51417,05481	
E	0-31.10 m	1085.325	0.2	236.874	217,065	51417,05481	
F	31.10 m	1085.325	0.2	276.355	217,065		59986,99808
G	31.10 m	1085.325	0.2	276.354	217,065		59986,78101
H	31.10 m	1085.325	0.2	221.059	217,065		47984,17184
I	31.10 m	1085.325	0.2	276.324	217,065		59980,26906

		1085.325	0.2	276.324	217,065		59980,26906
					$F_{w.e.T}$	304933,9855	287918,489

IV .2.12. La force exercée par le vent R :

$R = F_{w.e}F_{w.i} + Fr$

Le calcul se résume dans le tableau suivant :

Tableau. IV.13 : Calcule de La force exercée par le vent R

Zone	Z_e	$F_{w.e.x}$(N)	$F_{w.e.y}$(N)	$F_{w.i.x}$(N)	$F_{w.i.y}$(N)
AA'	0-31.10 m	0		0	
BB'	0-31.10 m	0		0	
C	0-31.10 m	0		0	
D	0 -17.77 m	221257,7733		57499,42134	
	17.77-31.10 m	197852,827		51417,05481	
E	0-31.10 m	-74194,924		51417,05481	
F	31.10 m		-403952,445		59986,99808
G	31.10 m		-259682,9079		59986,78101
H	31.10 m		-161562,8129		47984,17184
I	31.10 m		57701,01884		59980,26906
			-57701,01884		59980,26906
Somme		493305,52	-825198.166	57499,42	287918,489

- Le signe (-) représente une dépression
- Le signe (+) représente une pression
- Le total représente la superposition des forces dans la même direction

Pour :

$$\mathbf{F_{w.x} = +550804,94.N. = 550,94\ KN}$$
$$\mathbf{F_{w.y} = +537279.6768\ N = 537,28\ KN}$$

Alors :

$$\mathbf{R = \sqrt{F_{w.x}{}^2 + F_{w.y}{}^2} = 769451,3.N}$$

Remarque :

On constatera que la valeur de l'effort calculée par

- **la méthode des forces : Fw=502,93 KN**
- **La méthode des pressions : Fx=550,8 KN**

Est sensiblement proche avec un pourcentage d'erreurs de **9%**

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

V .1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les Contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol, Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V .2. Etude dynamique :

L'objective initiale de l'étude dynamique d'une structurent est de la détermination de ses caractéristiques dynamiques propre de la structure lors de ses vibrations.

L'étude dynamique d'une structurent tell qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcule très, fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoirs l'analyser.

- **Présentation du Logiciel Robot :**

Robot Structural Analysis Professional, est un logiciel d'analyse par éléments finis permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'élément barres, poutres et des éléments surfaciques, Il calcul automatiquement le centre de gravité et le centre d'inerties de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure, une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier la structure ».Il permet d'obtenir des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détailles .Ce logiciel est adapté aux ingénieurs qui ont besoin d'une solution d'analyse structurelle leur permettant de modéliser, d'analyser et de concevoir une gamme de matériaux tels que des structures en acier et des structures en béton, conformes aux Eurocodes, aux codes américains et aux normes britanniques parmi d'autres.

- **Etapes de modélisation de la structure sur Robot :**

Pour la modélisation on a suis les étapes suivantes :

- Construction du modèle ou création graphique en utilisant l'interface du Robot

axes, les poutres et les poteaux sont modélisés pardes éléments des barres et par des panneaux pour les planchers, escalier et les voiles.

- Définition des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton, acier.
- Définition des conditions aux limites.
- Détermination des charges : pour notre cas on a trois types :

La charge permanente G : consiste par le poids total de la structure, la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires.

La charge d'exploitation Q: distribuée par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : représentées par les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

- Détermination des combinaisons fondamentales et accidentelle :

$1.35G + 1.5Q$

$G + Q$

$G + Q \pm Vx$

$G + Q \pm Vy$

$0.8G \pm Vx$

$0.8G \pm Vy$

- Etablissement du maillage.
- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats

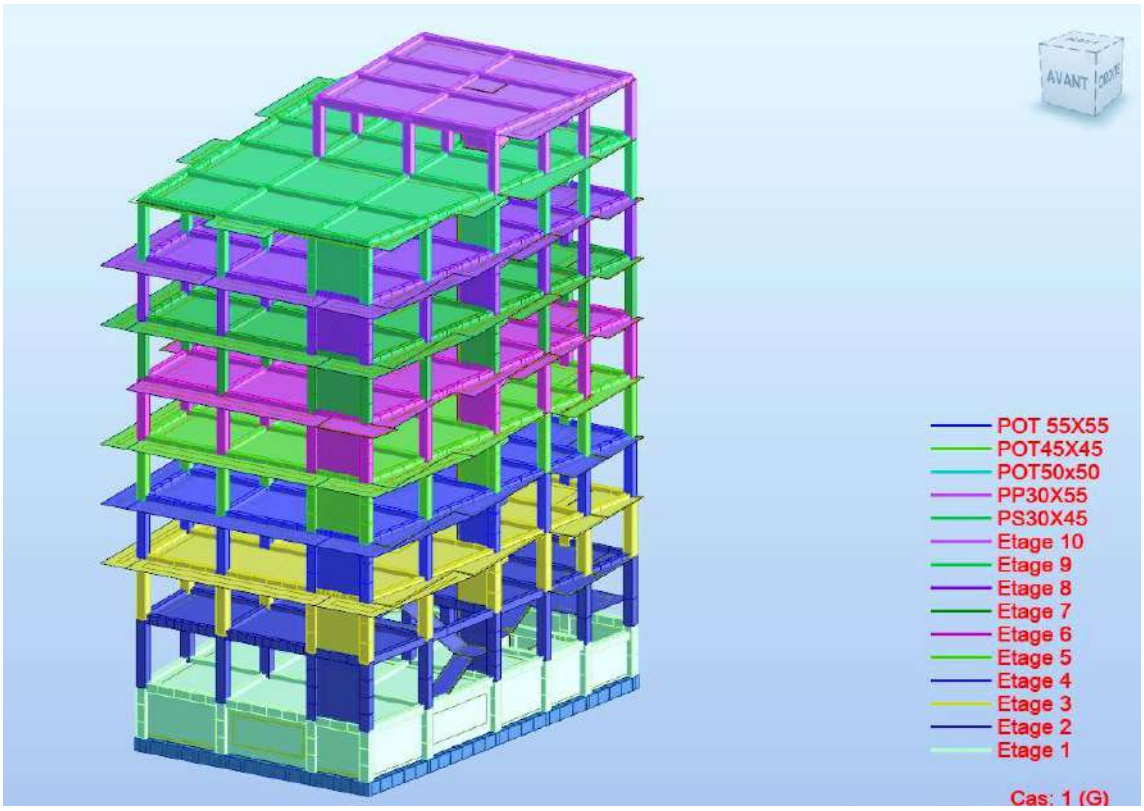


Figure V.1 : Modélisation de la structure en 3D sur Robot (vue 01)

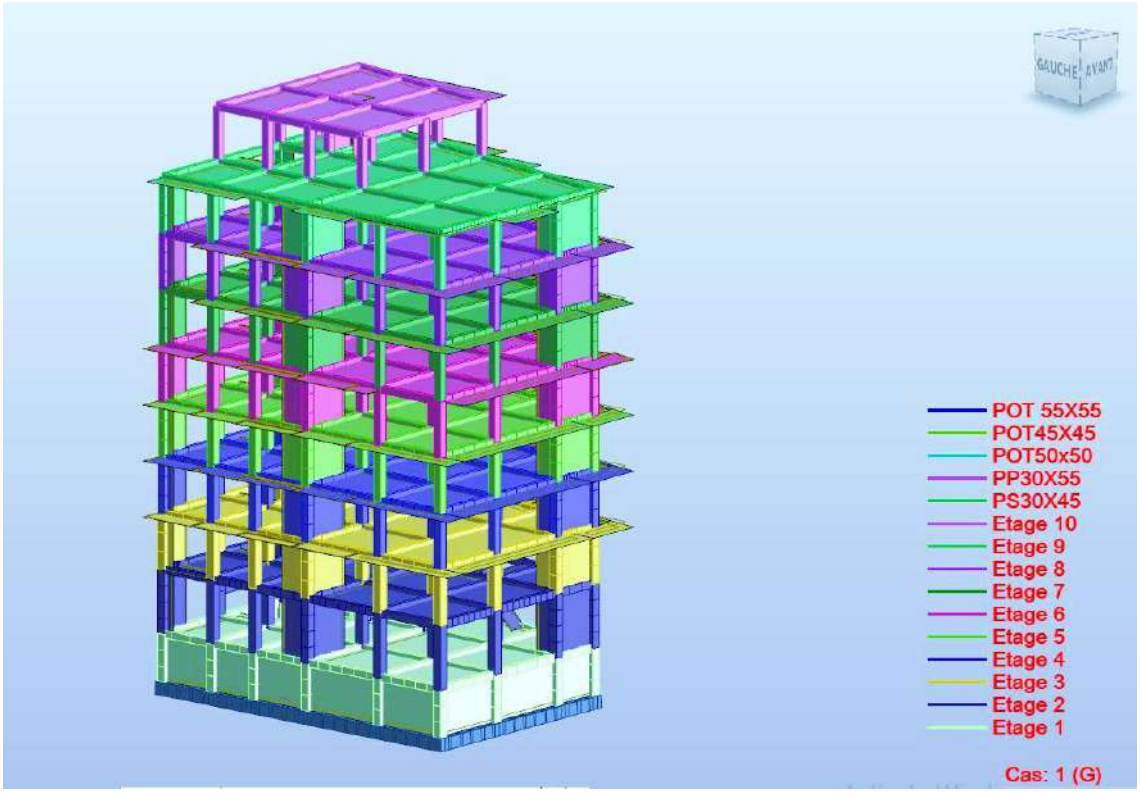


Figure V.2 : Modélisation de la structure en 3D sur Robot (vue 02)

- **Estimation de la période empirique de la structure :**

La valeur de la période empirique (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = (C_T h_N{}^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}})$$

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au le dernier niveau (N).

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 de RPA99/V2003**.

- La hauteur de notre structure $\mathbf{h_N = 31.10\ m}$
- notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé : $\mathbf{C_T = 0.05}$

$$T_1 = 0.05 \times 31.1^{\frac{3}{4}} = 0.658 \text{ sec}$$

$$T' = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

- **Dans le sens X :**

$$T' = \frac{0.09 \times 31.1}{\sqrt{17.77}} = 0.664 \text{ sec}$$

$$T_X = \min(T_1; T') = 0.658 \text{ sec}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est:

$1.3 \times T_X = 1.3 \times 0.658 = 0.855$ sec

- **Dans le sens Y :**

$$T' = \frac{0.09 \times 31.1}{\sqrt{21.42}} = 0.605 \text{ sec}$$

$T_Y = \min(T_1; T') = 0.605$ sec

$1.3 \times T_Y = 1.3 \times 0.605 = 0.787$ sec

V .2.1. Modélisation de la première variante :

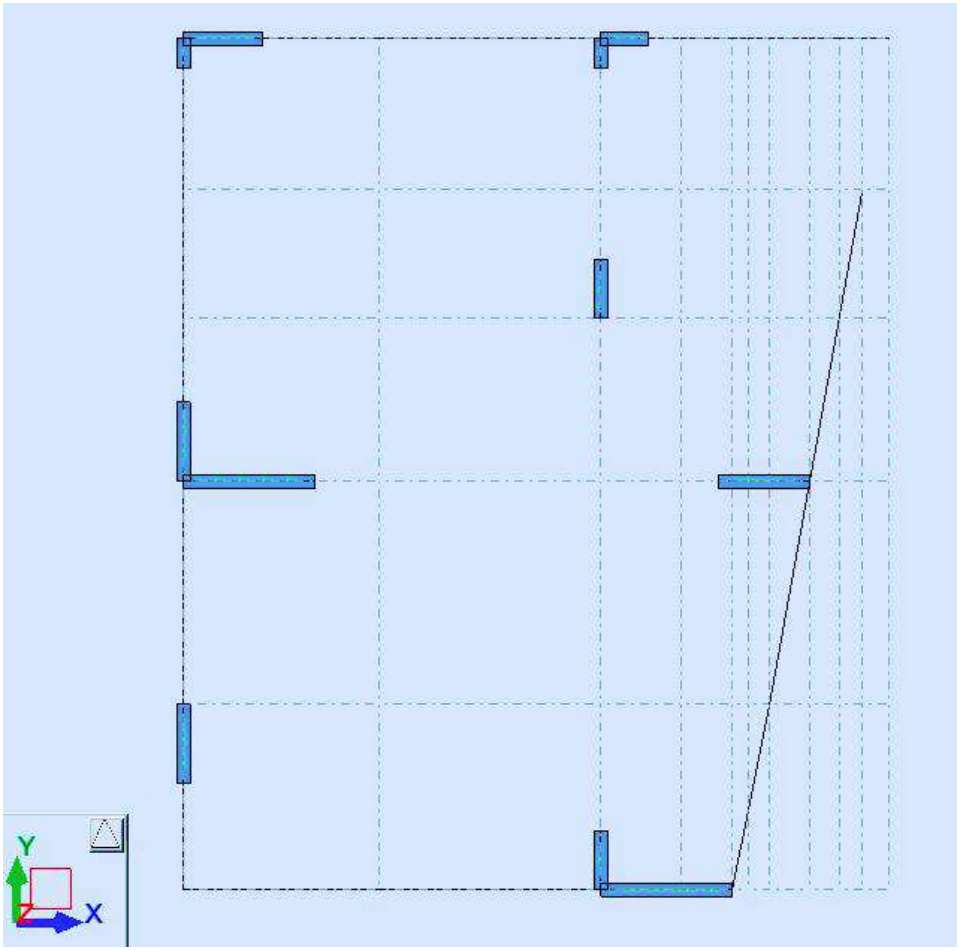


Figure V.3 : Positionnement des voiles de la 1ére variante.

- **Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**
  - **Centre de masses :**

Le centre de gravité des masses est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,…etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i,

$X_i ; Y_i$: Les coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

- **Centre de Rigidité :**

Le centre de rigidité (torsion) est le point de par lequel passe la résultante des réactions des éléments participent en rigidité.

Le tableau suivant représente le centre de masse et le centre de rigidité dans chaque étage :

Tableau.V.1 : Centre de gravité et le centre de mass de la 1ére variante

	Centre de gravité des masses		Centre de rigidités	
	G		R	
Etages	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	8,566	12,302	6,419	9,317
1ér étage	7,908	10,960	5,692	9,308
2éme étage	7,879	10,849	5,567	9,267
3éme étage	7,893	10,757	5,563	8,942
4éme étage	7,996	11,128	5,567	9,268
5éme étage	7,962	10,737	5,465	9,236
6éme étage	7,955	10,796	5,465	9,236
7éme étage	8,084	11,629	5,465	9,240
8éme étage	11,651	16,030	12,228	16,668

La torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité CM avec les centres de torsion CR, qu'on appelle dans la suite la torsion, cependant que la distance entre CM et CR est appelée excentricité structurale ou excentricité théorique e_0.

- **Excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est donnée par les deux formules suivantes :

$$e_{x0} = X_G - X_R$$

$$e_{y0} = Y_G - Y_R$$

Tableau.V.2 : Excentricité théorique de la 1ére variante

Etages	X_G	Y_G	X_R	Y_R	e_{x0}	e_{y0}
RDC	8,566	12,302	6,419	9,317	2,147	2,985
1ér étage	7,908	10,960	5,692	9,308	2,216	1,652
2éme étage	7,879	10,849	5,567	9,267	2,312	1,582
3éme étage	7,893	10,757	5,563	8,942	2,330	1,815
4éme étage	7,996	11,128	5,567	9,268	2,429	1,859

5éme étage	7,962	10,737	5,465	9,236	2,497	1,501
6éme étage	7,955	10,796	5,465	9,236	2,490	1,559
7éme étage	8,084	11,629	5,465	9,240	2,619	2,389
8éme étage	11,651	16,030	12,228	16,668	0,577	0,638

- **Excentricité accidentelle :**

La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite torsion « accidentelle » e_1

Selon le RPA99 V2003 Art 4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\mp 0.05L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

L est la dimension de chaque étage perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Donc : $e_1 = \pm 5\%\ L$

Tableau.V.3 : Excentricité accidentelle de la 1ére variante

Etage	Lx [m]	Ly [m]	e_{x1} [m]	e_{y1} [m]
RDC	18,370	21,420	0,919	1,071
1ér étage	19,970	23,620	0,999	1,181
2éme étage	19,970	23,620	0,999	1,181
3éme étage	19,970	23,620	0,999	1,181
4éme étage	19,970	23,620	0,999	1,181
5éme étage	19,970	23,620	0,999	1,181
6éme étage	19,970	23,620	0,999	1,181
7éme étage	19,620	23,320	0,981	1,166
8éme étage	13,140	11,150	0,657	0,558

- **Excentricité Retenue : (Excentricité théorique ±Excentricité accidentelle)**

$e_x = e_{x0} + e_{x1}$

$e_x = e_{x0} - e_{x1}$

$e_y = e_{y0} + e_{y1}$

$e_y = e_{y0} - e_{y1}$

Cette étude est nécessaire pour les raisons suivantes :

- pour pallier les erreurs de calcul du centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Tableau.V.4 : Excentricité Retenue de la 1ére variante

Etages	$e_{x0} + e_{x1}$	$e_{x0} - e_{x1}$	$e_{y0} + e_{y1}$	$e_{y0} - e_{y1}$
RDC	3,066	1,228	4,056	1,914
1^{ér} étage	3,215	1,217	2,833	0,471
2^{éme} étage	3,311	1,313	2,763	0,401
3^{éme} étage	3,329	1,331	2,996	0,634
4^{éme} étage	3,428	1.43	3.04	0,678
5^{éme} étage	3,496	1,498	2,682	0,32
6^{éme} étage	3,489	1,491	2.74	0,378
7^{éme} étage	3.6	1,638	3,555	1,223
8^{éme} étage	1,234	-0.08	1,196	0,08

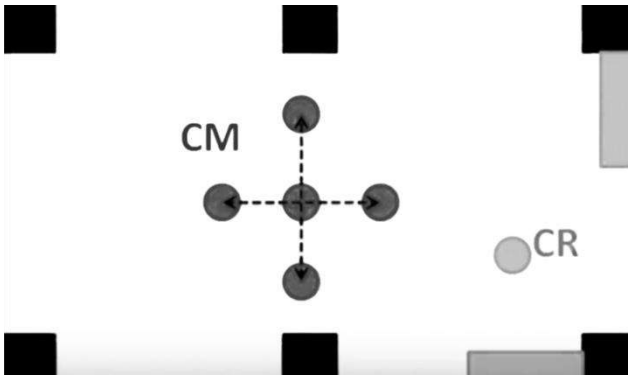


Figure V.4 : Schéma de l'excentricité retenue

- **Nombre de modes à considérer :**

Selon Le RPA 99 V 2003 (Art 4.3.4)

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée

- **Diagrammes de déformation des 3 premiers modes :**



Figure V.5 : 1^{ér} Mode de Translation suivant Y (1^{ére} variante)

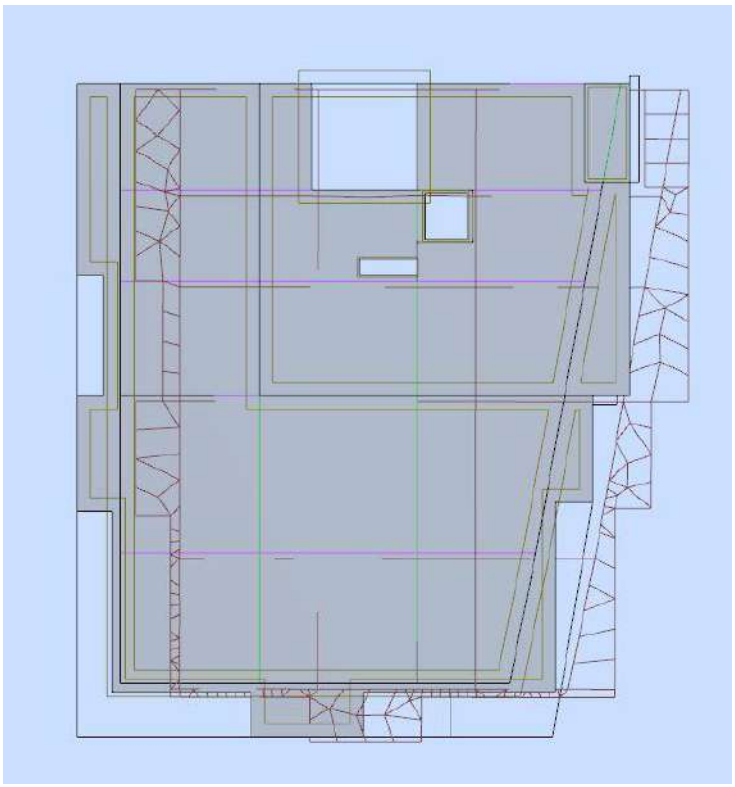


Figure V.6 : 2^{éme} Mode de Translation suivant X (1^{ére} variante)

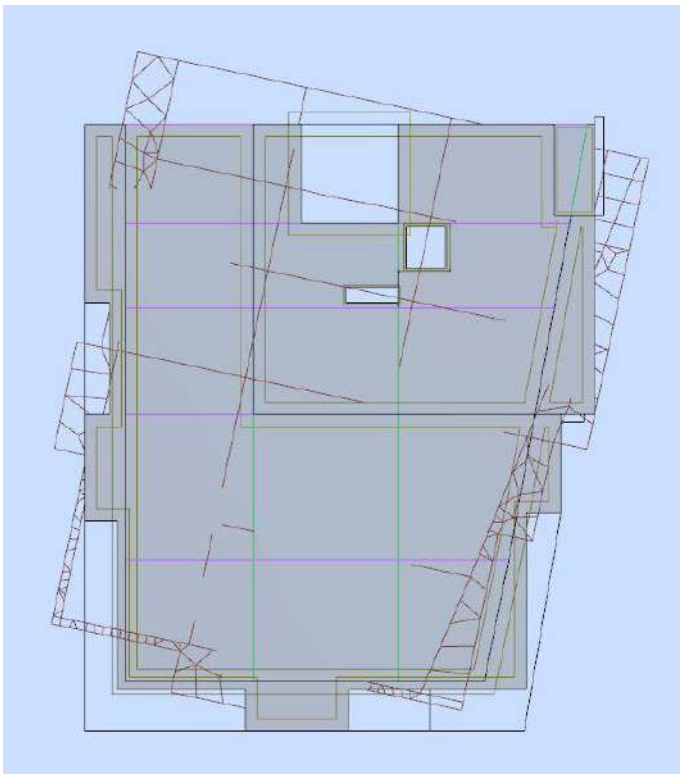


Figure V.7 : 3^{éme} Mode de Torsion (1^{ére} variante)

- **Résultats de l'analyse dynamique :**

Le tableau ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Tableau.V.5 : Résultats de l'analyse dynamique de le 1ére variante

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	0.751	0.769	59.381	0.769	59.381	Translation suivant Y
2	0.689	67.009	60.077	66.240	0.695	Translation suivant X
3	0.654	67.010	69.166	0.001	9.090	Torsion
4	0.23	67.048	79.779	0.038	10.613	
5	0.197	73.982	80.858	6.935	1.079	
6	0.171	81.346	81.576	7.364	0.718	
7	0.135	81.350	83.447	0.003	1.871	
8	0.12	81.603	84.227	0.254	0.78	
9	0.113	82.357	84.447	0.754	0.22	
10	0.106	82.357	84.462	0	0.015	
11	0.101	83.127	85.058	0.769	0.596	
12	0.096	84.362	86.106	1.236	1.048	
13	0.09	84.364	86.204	0.002	0.099	
14	0.085	84.365	86.259	0.001	0.054	
15	0.076	84.367	86.271	0.002	0.013	
16	0.073	87.140	86.904	2.773	0.632	
17	0.071	87.646	88.012	0.506	1.108	
18	0.063	87.650	88.012	0.005	0	
19	0.059	87.657	88.060	0.006	0.048	
20	0.057	87.839	88.073	0.182	0.013	
21	0.056	88.444	88.264	0.605	0.191	
22	0.052	88.528	89.161	0.084	0.897	
23	0.049	88.531	89.281	0.002	0.12	
24	0.048	88.547	89.289	0.016	0.008	
25	0.047	88.562	89.289	0.015	0	
26	0.047	89.156	89.314	0.594	0.025	
27	0.047	89.210	89.324	0.054	0.011	
28	0.046	89.363	89.340	0.153	0.016	
29	0.045	89.501	89.342	0.138	0.002	
30	0.045	89.804	89.378	0.303	0.037	
31	0.044	90.230	89.401	0.426	0.023	

32	0.044	90.249	89.421	0.02	0.02
33	0.044	90.373	89.423	0.124	0.002
34	0.044	90.409	89.425	0.036	0.001
35	0.043	90.410	89.853	0.001	0.429
36	0.043	90.673	89.868	0.262	0.015
37	0.043	90.673	89.921	0.001	0.053
38	0.043	90.674	**90.127**	0.001	0.206
39	0.042	90.678	90.142	0.004	0.014
40	0.041	90.680	90.142	0.002	0
41	0.041	90.706	90.193	0.026	0.051

- **Interprétation des résultats :**

  - Le premier mode est une translation suivant l'axe «Y » avec une participation de **59.381%** de la masse et une période de **0.751 sec** ce signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X
  - Le deuxième mode est une translation suivant l'axe «X» avec une participation de **66.240 %** de la masse et une période de **0.689 sec**
  - Le troisième mode représente la torsion

- **Vérification de la période fondamentale :**

$\mathbf{T_{analytique} \leq T_{empirique}}$	$\mathbf{T = T_{analytique}}$
$\mathbf{T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 \times T_{empirique}}$	$\mathbf{T = T_{empirique}}$
$\mathbf{1.3 \times T_{empirique} < T_{analytique}}$	$\mathbf{T = 1.3 \times T_{empirique}}$

- **Selon X :**

$T_{analytique} = 0.689 \text{ sec}$

$T_{empirique} = 0.658 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{empirique} = 0.855 \text{sec}$

Donc

$T_{empirique} = 0.658 < T_{analytique} = 0.689 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.855$

→ la période de la structure dans le sens X est optimale

- **Selon Y :**

$T_{analytique} = 0.751sec$

$T_{empirique} = 0.605\ sec$

$1.3 \times T_{empirique} = 0.787sec$

Donc

$T_{empirique} = 0.605 < T_{analytique} = 0.751 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.787$

→ la période de la structure dans le sens Y est optimale .

- **Déplacement maximum dans chaque étage :**

Tableau.V.6 : Déplacement maximum absolue des étages le 1ére variante

Etages	UX [cm]	UY [cm]
RDC	0,576	0,675
1ér étage	1,250	1,526
2éme étage	2,084	2,476
3éme étage	2,994	3,460
4éme étage	3,926	4,420
5éme étage	4,839	5,275
6éme étage	5,707	6,056
7éme étage	6,521	6,753
8éme étage	7,004	8,070

V .2.2. Modélisation de la deuxième variante :

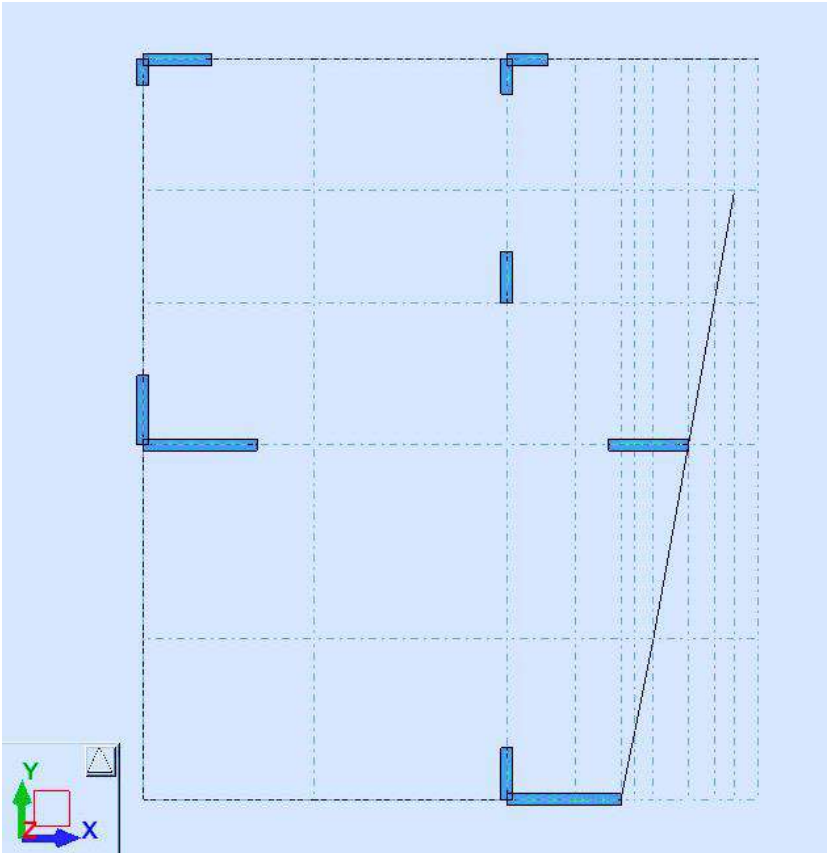


Figure V.8 : Positionnement des voiles de la 2éme variante.

- **Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

Le tableau suivant représente le centre de masse et le centre de rigidité dans chaque étage

Tableau.V.7 : Centre de gravité et le centre de mass de la 2éme variante

	Centre de gravité des masses		Centre de rigidités	
	G		R	
Etages	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	8.679	12.426	8.043	9.322
1ér étage	7.999	11.053	7.363	9.312
2éme étage	7.970	10.942	7.314	9.271
3éme étage	7.986	10.851	7.314	8.947
4éme étage	8.092	11.228	7.314	9.273
5éme étage	8.057	10.833	7.274	9.240
6éme étage	8.052	10.894	7.274	9.240
7éme étage	8.187	11.740	7.274	9.244
8éme étage	11.651	16.030	12.228	16.668

- **Excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est donnée par les deux formules suivantes :

$e_{x0} = X_G - X_R$

$e_{y0} = Y_G - Y_R$

Tableau.V.8 : Excentricité théorique de la 2éme variante

Etages	X_G	Y_G	X_R	Y_R	e_{x0} [m]	e_{y0} [m]
RDC	8.679	12.426	8.043	9.322	0.636	3.104
1ér étage	7.999	11.053	7.363	9.312	0.636	1.741
2éme étage	7.970	10.942	7.314	9.271	0.655	1.671
3éme étage	7.986	10.851	7.314	8.947	0.672	1.903
4éme étage	8.092	11.228	7.314	9.273	0.778	1.955
5éme étage	8.057	10.833	7.274	9.240	0.783	1.593
6éme étage	8.052	10.894	7.274	9.240	0.778	1.654
7éme étage	8.187	11.740	7.274	9.244	0.912	2.496
8éme étage	11.651	16.030	12.228	16.668	0.577	0.638

- **Excentricité accidentelle :**

Pour $e_1 = \pm 5\%$ L

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

Tableau.V.9 : Excentricité accidentelle de la 2éme variante

Etage	Lx [m]	Ly [m]	$e_{x\ acc}$ [m]	$e_{y\ acc}$ [m]
RDC	18.370	21.420	0.919	1.071
1ér étage	19.970	23.620	0.999	1.181
2éme étage	19.970	23.620	0.999	1.181
3éme étage	19.970	23.620	0.999	1.181
4éme étage	19.970	23.620	0.999	1.181
5éme étage	19.970	23.620	0.999	1.181
6éme étage	19.970	23.620	0.999	1.181
7éme étage	19.620	23.320	0.981	1.166
8éme étage	13.140	11.150	0.657	0.558

- **Excentricité Retenue :**

$e_x = e_{x0} + e_{x1}$

$e_x = e_{x0} - e_{x1}$

$e_y = e_{y0} + e_{y1}$

$e_y = e_{y0} - e_{y1}$

Cette étude est nécessaire pour les raisons suivantes :

- pour pallier les erreurs de calcul du centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution

Tableau.V.10 : Excentricité Retenue de la 2éme variante

Etages	$e_{xth} + e_{x\,acc}$	$e_{xth} - e_{x\,acc}$	$e_{yth} + e_{y\,acc}$	$e_{yth} - e_{y\,acc}$
RDC	1.555	-0.283	4.175	2.033
1ér étage	1.635	-0.363	2.922	0.56
2éme étage	1.654	-0.344	2.852	0.49
3éme étage	1.671	-0.327	3.084	0.722
4éme étage	1.777	-0.221	3.136	0.774
5éme étage	1.782	-0.216	2.774	0.412
6éme étage	1.777	-0.221	2.835	0.473
7éme étage	1.893	-0.069	3.662	1.33
8éme étage	1.234	-0.08	1.196	0.08

- **Nombre de modes à considérer :**

Selon Le RPA 99 V 2003 (Art 4.3.4)

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée

- **Les résultats des 3 premiers modes :**

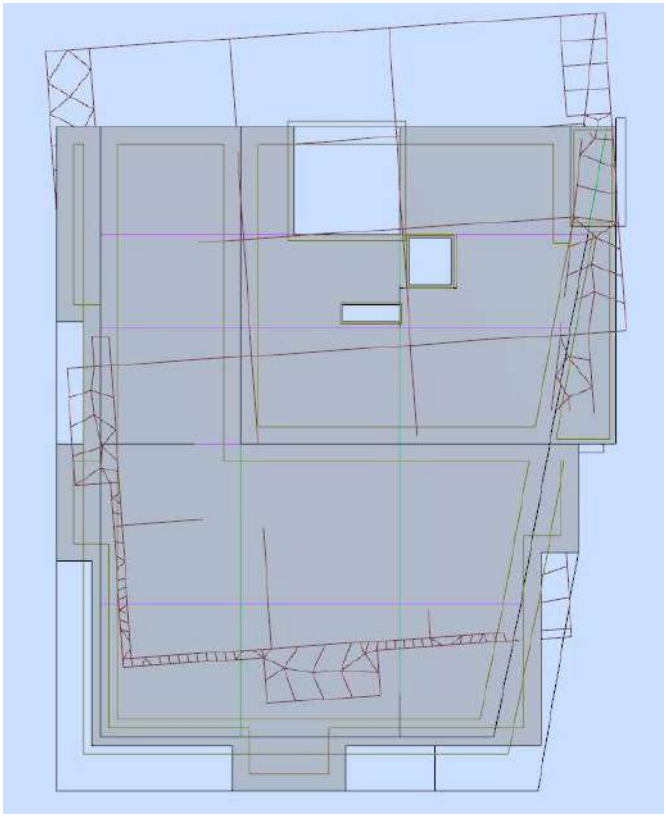


Figure V.9 : 1^{ér} Mode de Translation suivant Y (2^{éme} variante)

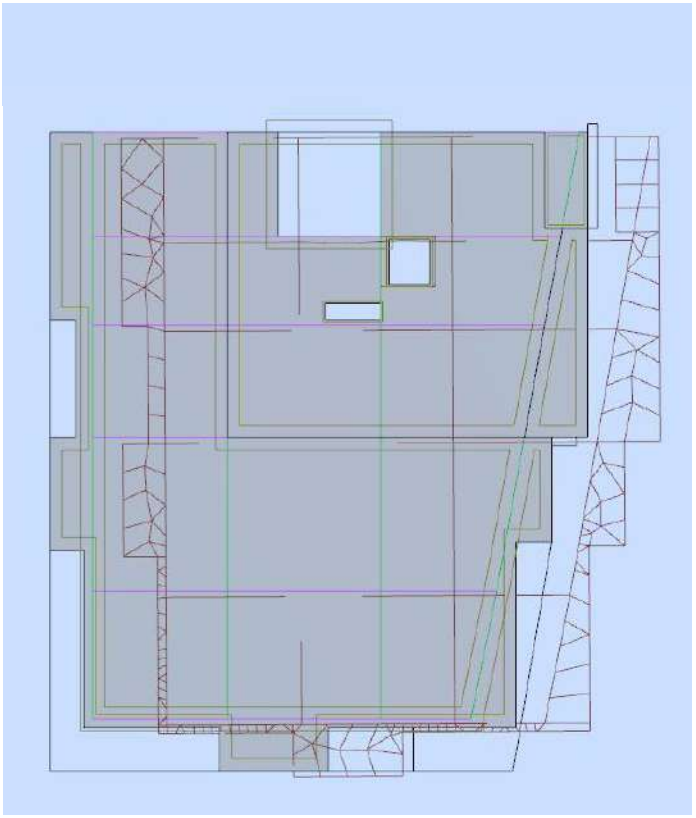


Figure V.10 : 2^{éme} Mode de Translation suivant X (2^{éme} variante)

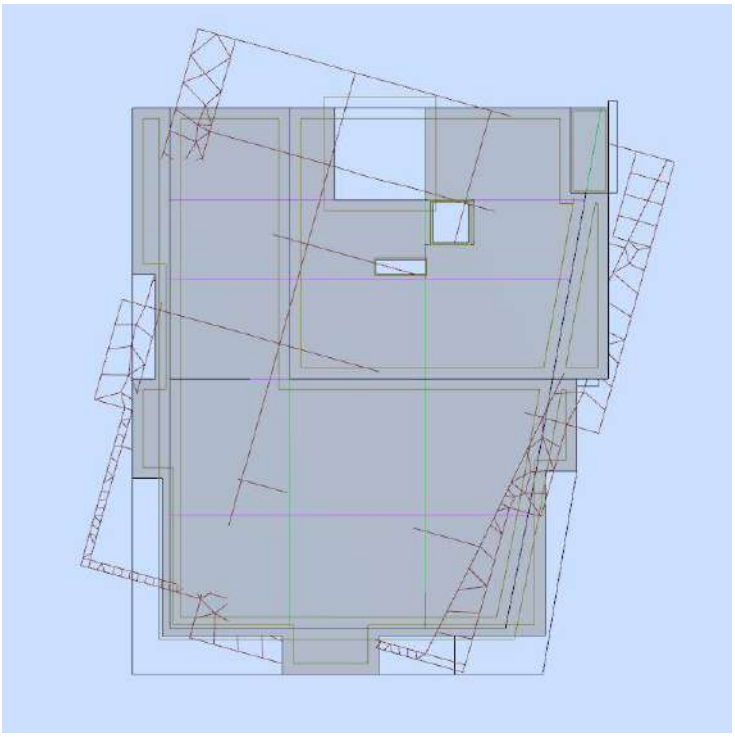


Figure V.11 : 3^{éme} Mode de Torsion (2^{éme} variante)

- **Résultats de l'analyse dynamique :**

Le tableau ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Tableau.V.11 : Résultats de l'analyse dynamique de le 2éme variante

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Nature
1	0.771	0.418	68.572	0.418	**68.572**	**Translation suivant Y**
2	0.687	66.948	69.013	**66.531**	0.441	**Translation suivant X**
3	0.66	66.951	71.543	0.002	2.530	**Torsion**
4	0.237	66.951	82.816	000	11.273	
5	0.199	73.134	83.116	6.184	0.301	
6	0.171	81.259	83.463	8.124	0.347	
7	0.137	81.279	85.343	0.02	1.880	
8	0.121	81.431	85.849	0.153	0.506	
9	0.113	82.377	85.993	0.946	0.144	
10	0.106	82.384	85.995	0.006	0.002	
11	0.102	82.754	86.799	0.37	0.803	
12	0.097	84.235	87.154	1.481	0.355	
13	0.09	84.238	87.227	0.003	0.072	
14	0.079	84.334	87.238	0.096	0.011	
15	0.075	84.411	87.346	0.077	0.108	
16	0.074	85.291	88.377	0.879	1.031	
17	0.071	87.655	88.510	2.364	0.133	
18	0.063	87.655	88.510	000	000	
19	0.06	87.655	88.571	000	0.061	
20	0.057	87.665	88.663	0.01	0.092	
21	0.056	88.318	88.685	0.652	0.022	
22	0.053	88.328	89.390	0.01	0.705	
23	0.049	88.335	89.430	0.008	0.04	
24	0.048	88.352	89.434	0.017	0.004	
25	0.047	88.352	89.437	000	0.003	
26	0.047	88.792	89.447	0.439	0.011	
27	0.046	89.045	89.474	0.253	0.026	
28	0.046	89.199	89.501	0.155	0.027	
29	0.045	89.395	89.507	0.196	0.006	
30	0.045	89.541	89.551	0.146	0.044	
31	0.044	**90.025**	89.594	0.484	0.042	
32	0.044	90.027	89.595	0.002	0.001	
33	0.044	90.199	89.614	0.172	0.019	
34	0.044	90.239	89.627	0.04	0.013	
35	0.044	90.239	89.913	000	0.286	
36	0.043	90.555	89.919	0.315	0.006	
37	0.043	90.555	**90.162**	0.001	0.243	
38	0.042	90.567	90.162	0.011	0.001	

39	0.042	90.577	90.174	0.01	0.011
40	0.041	90.614	90.273	0.037	0.099
41	0.041	90.614	90.336	000	0.064

- **Interprétation des résultats :**

- Le premier mode est une translation suivant l'axe «Y » avec une participation de **68.572%** de la masse et une période de **0.771 sec** ce signifie que le sens Y est plus flexible par rapport au sens X
- Le deuxième mode est une translation suivant l'axe «X» avec une participation de **66.531%** de la masse et une période de **0.687 sec**
- Le troisième mode représente la torsion

- **Vérification de la période fondamentale :**

$\mathbf{T_{analytique} \leq T_{empirique}}$	$\mathbf{T = T_{analytique}}$
$\mathbf{T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 \times T_{empirique}}$	$\mathbf{T = T_{empirique}}$
$\mathbf{1.3 \times T_{empirique} < T_{analytique}}$	$\mathbf{T = 1.3 \times T_{empirique}}$

- **Selon X :**

$T_{analytique} = 0.687 \text{ sec}$

$T_{empirique} = 0.658 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{empirique} = 0.855 \text{sec}$

Donc :

$T_{empirique} = 0.658 < T_{analytique} = 0.687 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.855$

→ la période de la structure dans le sens X est optimale .

- **Selon Y :**

$T_{analytique} = 0.771 \text{ sec}$

$T_{empirique} = 0.605 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{empirique} = 0.787 \text{sec}$

Donc :

$T_{empirique} = 0.605 < T_{analytique} = 0.771 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.787$

→ la période de la structure dans le sens Y est optimale .

- **Déplacement maximum absolu dans chaque niveau :**

Tableau.V.12 : Déplacement maximum absolue des étages le 2éme variante

Etage	UX [cm]	UY [cm]
RDC	0,505	0,701
1ér étage	1,051	1,484
2éme étage	1,75	2,333
3éme étage	2,506	3,197
4éme étage	3,309	4,038
5éme étage	4,057	4,797
6éme étage	4,777	5,48
7éme étage	5,443	6,063
8éme étage	6,274	7,009

V .2.3. Comparaison entre les deux variantes :

Tableau.V.13 : Comparaison entre les deux variantes

	1ére Variante	2éme Variante
La période fondamentale (sec)	0.751	**0.771**
1 ér Mode	Translation suivant Y	Translation suivant Y
2éme Mode	Translation suivant X	Translation suivant X
3éme Mode	Torsion	Torsion
La convergence des modes à 90% sens X	31éme Mode	31éme Mode
La convergence des modes à 90% sens Y	38éme Mode	37éme Mode
Déplacement max (cm) sens X	7,004	6,274
Déplacement max (cm) sens Y	8,070	7,009
Excentricité maximale dans le sens X (m)	2.497	0.912
Excentricité maximale dans le sens Y (m)	2.985	2.619

- **Conclusion :**

Suivant les résultats des deux variantes la 2éme conception présente beaucoup de points positifs que la 1ére. Même si les critères d'analyse utilises ne sont pas les seuls. On peut ainsi approfondir la comparaison en introduisant d'autres critères (le cout de la structure…etc.) Cependant. Je choisie la 2éme variante pour finaliser mon travail

V .3. Etude sismique :

Selon le RPA99 V2003/ Art.4.1.1 : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes dynamiques suivantes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

V .3.1. La méthode statique équivalente (RPA99 V2003/ Art.4.1.2) :

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière :
- Zone IIa
- Groupe d'usage 2
- La hauteur du bâtiment H= 31.10m > h= 23m → Condition non vérifier

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente pour la vérification de la condition du "RPA99, chapitre IV, 4.3.6".

- **La force sismique totale (la méthode statique équivalente):**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{A}.\mathbf{D}.\mathbf{Q}}{\mathbf{R}}\mathbf{W} \qquad \text{(RPA99 V2003/ Art. 4.2.3)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportant globale de la structure.
- Q : Le facteur de qualité.

1. Détermination des paramètres de calcul :

- **Coefficient d'accélération A :**

Le Coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 de RPA 99 V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

La WILAYA D'Oran est classifiée dans la Zone IIa. Groupe 2. Donc d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0.15**

- **Coefficient de comportant globale de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/2003). Dans notre structure :

Portique mixte (4a) donc **R= 5**

- **Le facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:
- la redondance et de 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non». Sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 de RPA99 v2003 :

Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation

Donc :

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.2$$

$$\mathbf{Q = 1.2}$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site. Du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}.(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

- **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7$$

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2 RPA99)

Pour Voiles en béton armé ξ =1%

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.764 \geq 0.7$$

- **Classification du Site :**

D'après l'article 3.3 (RPA99 version2003). Les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (Tableau 4.7 RPA99)
Notre structure est située dans un site de catégorie S3 donc les périodes caractéristique associées à cette catégorie de site est :

$$\mathbf{T_1 = 0.15\ sec\ ;\ T_2 = 0.5sec}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

***Dans le sens X :**

$T_{empirique} = 0.658$ sec

$1.3 \times T_{empirique} = 1.3 \times 0.658 = 0.855$ sec

Pour :
$T_{empirique} = 0.658 < T_{analytique} = 0{,}687 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.855$

On fixe $\mathbf{T = T_{empirique} = 0.658\ sec}$

Pour : $T_2 = 0.5 \leq T = 0.658 \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764\ (0.5/0.658)^{2/3}$

$\mathbf{D = 1.590}$

***Dans le sens Y :**

$T_{empirique} = 0.605$ sec

$1.3 \times T_{empirique} = 1.3 \times 0.605 = 0.787$ sec

Pour :

$T_{empirique} = 0.605 < T_{analytique} = 0{,}771 < 1.3 \times T_{empirique} = 0.787$

On fixe $\mathbf{T = T_{empirique} = 0.605\ sec}$

Pour $T_2 = 0.5 \leq T = 0.605 \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764\ (0.5/0.605)^{2/3}$

$\mathbf{D = 1.682}$

- **Le Poids totale de la structure W :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_i = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} :Poids due aux charges permanentes.
- W_{Qi} : Poids due aux charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 v2003):

Pour un bâtiment d'habitation **β = 0,2.**

A partir du logiciel ROBOT on aura le poids total de la structure : $\mathbf{W = 34837,125\ KN}$

2. Calcule de la force sismique (la méthode statique équivalente):

Tableau.V.14 : Calcule de la force sismique par la méthode statique équivalente

Sens	A	D	Q	W (KN)	R	V (KN)	0.8 V (KN)
Sens X	0.15	1.590	1.2	34837,125	3.5	V_X=1994.077	**$0.8V_X$=1595.262**
Sens Y	0.15	1.682	1.2	34837,125	3.5	V_Y=2109.456	**$0.8V_Y$=1687.566**

V .3.2. La méthode dynamique modale spectrale (RPA99 V2003 /Art.4.1.3) :

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

Pour cela. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)

- **Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode. Il est recherché pour chaque mode de vibration. Le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

1. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2: Période caractéristique associée à la catégorie de site.

A l'aide du logiciel de ROBOT, on a étudié l'analyse dynamique modale spectrale en introduisant le spectre de réponse de calcul représenté ci-dessous sous forme d'une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «$\frac{S_a}{g}$» d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties

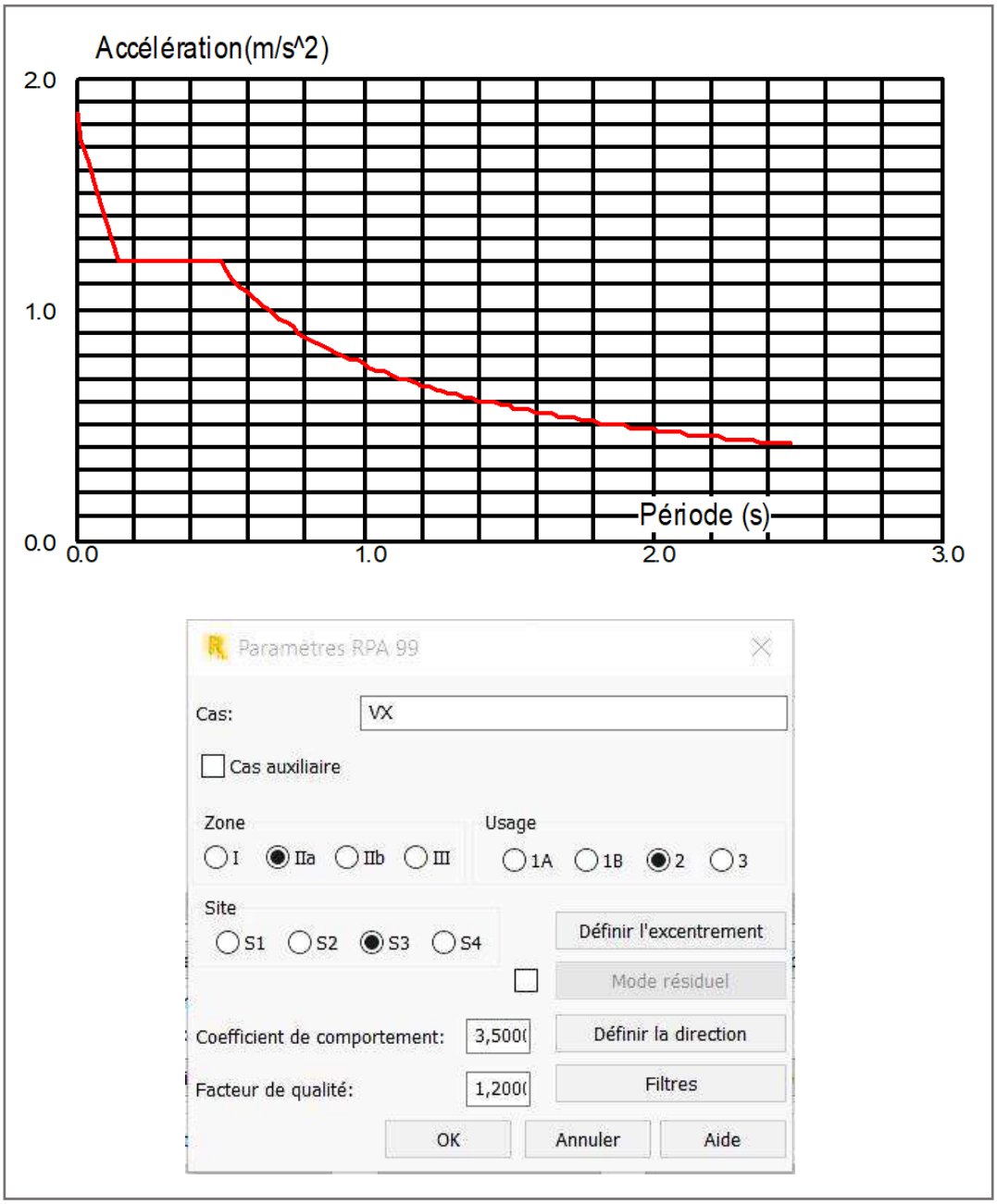


Figure V.12 : Spectre de réponse sismique de calcul dans le sens X utilisé selon le R.P.A99/2003

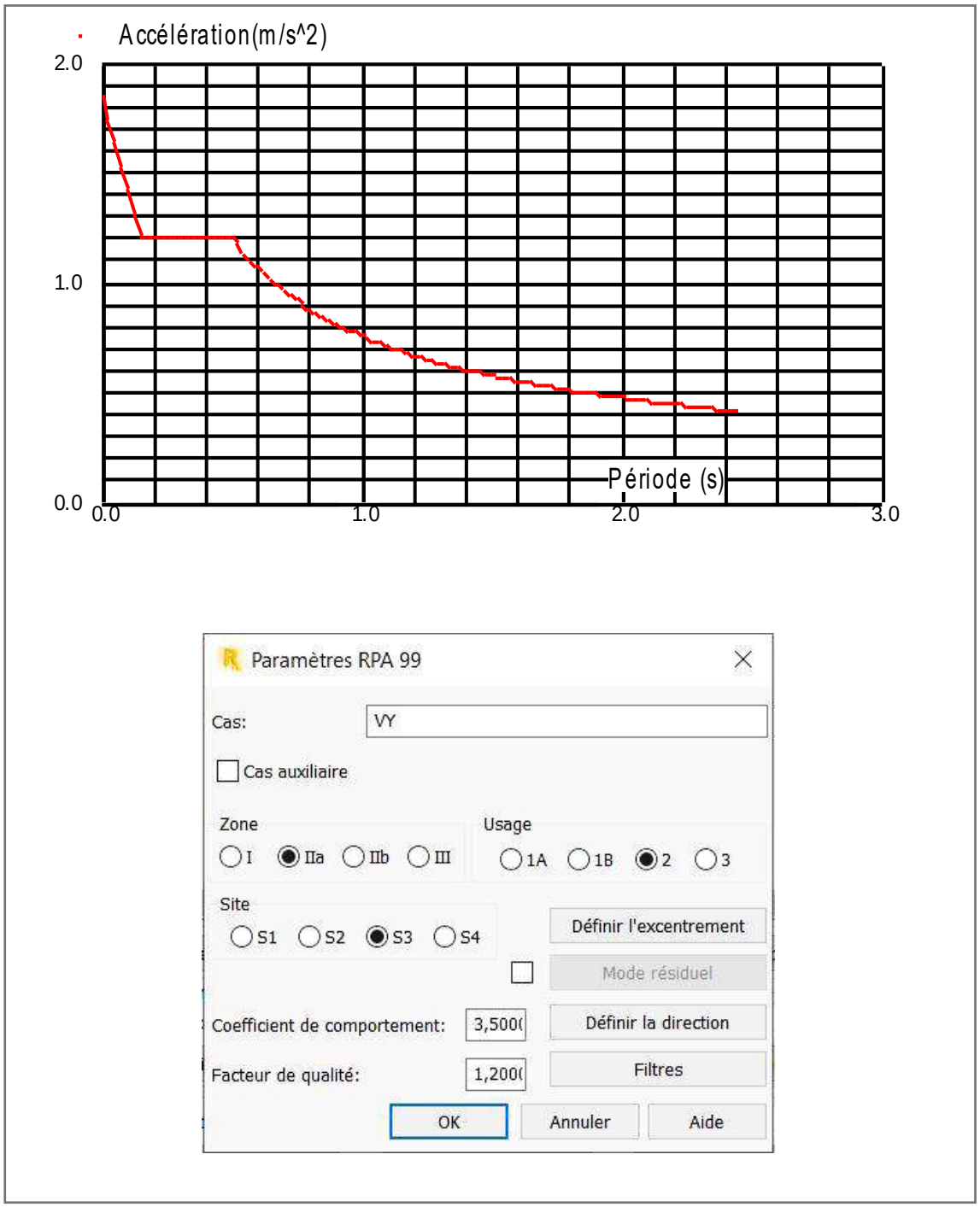


Figure V.13 : Spectre de réponse sismique de calcul dans le sens Y utilisé selon le R.P.A99/2003

2. Calcule de la force sismique par la méthode dynamique modale spectrale :

A partir de Logiciel ROBOT O obtient l'effort tranchant à la base dans les deux sens :

Sens X : $\rightarrow \mathbf{V_{dyn\ X} = 2369,78\ KN}$

Sens Y : $\rightarrow \mathbf{V_{dyn\ y} = 2706,35\ KN}$

V .3.3. Vérification des forces sismiques de calcul :

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t< 0.80 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t

Donc :

- **Sens X :**

$\mathbf{V_{dyn\ X} = 2369,78 > 0.8V_X = 1595.262}$ → Condition vérifiée

- **Sens Y :**

$\mathbf{V_{dyn\ y} = 2706,35 > 0.8V_Y = 1687.566}$ → Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour les deux sens

V .3.4. Vérification de l'effort normale réduit :

Selon le RPA99 V2003 (art 7.4.3.1), Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d: Désigne l'effort normal de calcul (sous la combinaison accidentelle) d'exerçant sur la section du poteau, est obtenue par logiciel ROBOT

B_c:Est l'aire du poteau

f_{c28}:Est la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25$ MPa

Le calcule est résumer dans le tableau suivant :

Tableau.V.15 : Vérification de l'effort normal réduit sous les combinaisons sismiques sur les poteaux

Poteaux	$N_d(N)$	B_c (mm²)	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 55x55	2189588,53	550x550	0.289	Vérifiée
Poteau 50x50	1607929,60	500x500	0.257	Vérifiée
Poteau 45x45	761313,16	450x450	0.150	Vérifiée

V .3.5. Vérification des déplacements inter-étages :

Selon **le RPA 99 V2003 (Art 5.10)**, Les déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui son adjacents, et tel que calculés, selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

$R.\Delta_K < \bar{\Delta}$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01\ h_e$

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

R : Coefficient de comportement R = 3.5

h_e : La hauteur de l'étage

δ_K: Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après

Δ_K: Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau « K-1», les résultats donnés par Robot.

Tableau.V.16 : Vérification de déplacement inter-étages

Etages	Δ_{KX}	$R.\Delta_{KX}$	Δ_{KY}	$R.\Delta_{KY}$	1%h (cm)	Vérification
RDC	0,505	1,7675	0,701	2,4535	3.9	Vérifiée
1^{ér} étage	0,546	1,911	0,783	2,7405	3.4	Vérifiée
2^{éme} étage	0,699	2,4465	0,849	2,9715	3.4	Vérifiée
3^{éme} étage	0,756	2,646	0,864	3,024	3.4	Vérifiée
4^{éme} étage	0,803	2,8105	0,841	2,9435	3.4	Vérifiée
5^{éme} étage	0,748	2,618	0,759	2,6565	3.4	Vérifiée
6^{éme} étage	0,72	2,52	0,683	2,3905	3.4	Vérifiée
7^{éme} étage	0,666	2,331	0,583	2,0405	3.4	Vérifiée
8^{éme} étage	0,831	2,9085	0,946	3,311	3.4	Vérifiée

V .3.6. Vérification de reversement globale de la structure :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} > 1.5$$

Avec :

- Moment de renversement du aux charge horizontales

$$M_r = \sum F_i \times H_i$$

- Moment stabilisateur du au charges verticales :

$$M_S = Li \times W$$

- F_i: La force sismique au niveau "i".
- H_i: Hauteur de niveau i.
- W: le poids total de la structure.
- Li : Coordonnée du centre de gravité de la structure.

Dans le sens X :

Tableau.V.17 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens X

Etages	V_{xi}	F_{xi}	H_i	$F_x \times H_i$	L_X	W	M_s
RDC	2359.01	69.97	3.9	272.883	8.31	34837.125	289496.509
1ér étage	2289.04	125.69	7.3	917.537	8.31	34837.125	289496.509
2éme étage	2163.35	183.36	10.7	1961.952	8.31	34837.125	289496.509
3éme étage	1979.99	236.72	14.1	3337.752	8.31	34837.125	289496.509
4éme étage	1743.27	276.81	17.5	4844.175	8.31	34837.125	289496.509
5éme étage	1466.46	349.48	20.9	7304.132	8.31	34837.125	289496.509
6éme étage	1116.98	415.37	24.3	10093.491	8.31	34837.125	289496.509
7éme étage	701.61	493.02	27.7	13656.654	8.31	34837.125	289496.509
8éme étage	208.59	208.59	31.1	6487.149	8.31	34837.125	289496.509
			M_r	48875.725			

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{289796.509}{48875.725} = \mathbf{5.923 > 1.5} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Dans le sens Y :**

Tableau.V.18 : Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y

Etages	V_{xi}	F_{xi}	H_i	$F_x \times H_i$	L_X	W	M_s
RDC	2311.75	72.22	3.9	281.658	11.622	34837.125	404877.067
1ér étage	2239.53	138.94	7.3	1014.262	11.622	34837.125	404877.067

2éme étage	2100.59	195.42	10.7	2090.994	11.622	34837.125	404877.067
3éme étage	1905.17	239.53	14.1	3377.373	11.622	34837.125	404877.067
4éme étage	1665.64	271.18	17.5	4745.65	11.622	34837.125	404877.067
5éme étage	1394.46	339.54	20.9	7096.386	11.622	34837.125	404877.067
6éme étage	1054.92	397.07	24.3	9648.801	11.622	34837.125	404877.067
7éme étage	657.85	459.64	27.7	12732.028	11.622	34837.125	404877.067
8éme étage	198.21	198.21	31.1	6164.331	11.622	34837.125	404877.067
			M_r	47151.483			

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{404877.067}{47151.483} = \mathbf{8.587 > 1.5} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V .3.7. Vérification de l'effet P-Δ :

Selon le **RPA99 V2003 (Art 5.9)** : Les effets du second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_K = \sum_{i=K}^{n} F_i$

Δ_K: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

h_K: La hauteur de l'étage k.

- Si 0,10< **θ_K <0,20** les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique de 1er ordre par le facteur 1/ (1- θ_k).
- Si **θ_K> 0,20** la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

- **Dans le sens X :**

Tableau.V.19 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X

Etages	P_K	Δ_{KX}	V_{KX}	h_K	θ_{KX}	Vérification
RDC	30762,03	0,505	2359,01	3,9	0,016885424	Vérifiée
1ér étage	27031,57	0,546	2289,04	3,4	0,018964073	Vérifiée
2éme étage	23249,57	0,699	2163,35	3,4	0,022094613	Vérifiée

3éme étage	19398,29	0,756	1979,99	3,4	0,021784286	Vérifiée
4éme étage	15592,4	0,803	1743,27	3,4	0,021124427	Vérifiée
5éme étage	11990,69	0,748	1466,46	3,4	0,01798857	Vérifiée
6éme étage	8261,03	0,72	1116,98	3,4	0,015661826	Vérifiée
7éme étage	4643,3	0,666	701,61	3,4	0,01296362	Vérifiée
8éme étage	1143,83	0,831	208,59	3,4	0,013402632	Vérifiée

- **Dans le sens Y :**

Tableau.V.20 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y

Etages	P_K	Δ_{KY}	V_{KY}	h_K	θ_{KY}	Vérification
RDC	30762,03	0,004	0,701	3,9	0,023918147	Vérifiée
1ér étage	27031,57	0	0,783	3,4	0,027796955	Vérifiée
2éme étage	23249,57	0,004	0,849	3,4	0,027637732	Vérifiée
3éme étage	19398,29	0,004	0,864	3,4	0,025874057	Vérifiée
4éme étage	15592,4	0,005	0,841	3,4	0,02315522	Vérifiée
5éme étage	11990,69	0,004	0,759	3,4	0,019195568	Vérifiée
6éme étage	8261,03	0	0,683	3,4	0,015731005	Vérifiée
7éme étage	4643,3	0,001	0,583	3,4	0,012102902	Vérifiée
8éme étage	1143,83	0,034	0,946	3,4	0,016056399	Vérifiée

V .3.8. Taux de participation sismique des portiques et les voile :

- **Dans le sens X**

Tableau.V.21 : Taux de participation sismique des portiques et les voile dans le sens X

F_x Portique (KN)	F_x Voile (KN)	F_x (KN)	Portique (%)	Voile (%)
920.375	1448.551	2369,78	38.838	61.126

- **Dans le sens Y**

Tableau.V.22 : Taux de participation sismique des portiques et les voile dans le sens Y

F_Y Portique (KN)	F_Y Voile (KN)	F_Y (KN)	Portique (%)	Voile (%)
1124.732	1584.135	2706,35	41.559	58.534

CHAPITRE VI

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI .1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Les sollicitations des différentes combinaisons prescrites par le RPA99 et le BAEL91 ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique à travers le logiciel Robot structural analysis, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons calcul

Le calcul de la section de ferraillage est obtenu à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT.

VI .2. Etude des portiques :

VI .2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courant, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitation.
- V : Efforts sismique

Les combinaisons prises en compte sont :

- **Combinaisons fondamentales :** Selon BAEL 91

ELU : $1.5G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles :** Selon RPA99 V2003 (Art5.2)

$G + Q \mp V$

$0.8G \mp V$

VI .2.2. Ferraillage des poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple avec un cas de fissuration jugée peu nuisible.

On distingue les types des poutres suivantes :

- Poutre principale d'une section (30x55) cm².
- Poutre secondaire d'une section (30x45) cm².

D'abord, Il faut respecter recommandations donné par le RPA99 V2003 (Art.7.5.2) et BAEL91

- **Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003 :**

▪ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 ∅ (Zone IIa)

- **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003.S.b$

Avec :

- b : la largeur de la section.

- S : espacement des armatures transversales

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30\right)$$

$\emptyset_l$: Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal

En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

- La valeur du diamètre f des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Les recommandations exigées par BAEL 91 :**

- La justification d'armature d'ame s'écrite comme suite

$$S_t \leq \frac{0.9\, f_e.A_t}{\gamma_s.b(\tau_u - 0.3f_{tj}.k)}$$

A_t : Section d'un cours d'armature transversales
S_t : Espacement entre deux cours successifs de cadres ou d'étriers
f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jours
K : Coefficient

K=0 Si :
- reprise de bétonnage
- fissuration très préjudiciable

K=1 Si :
- cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage ou reprise avec indentation ≥5mm

- Disposition constructives minimales

Espacement des cours de cadres ou d'étriers (BAEL91 Art A.5.2)

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e}{0.4 . b}$$

Diamètre des armatures d'ame (BAEL91 Art A.7.2, 2)

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

h : Hauteur de la section.

b : Largeur de nervures**.**

- **Exemple de calcul :** RDC +1 ^{ér} étage (Poutre Porteuse)

- **Les armatures longitudinales :**

En travée : Ferraillage sous la combinaison (G+Q-V)

Pour :

$b = 30cm\ ;\ h = 55cm\ ;\ d = 0.9 \times h = 49.5cm$

$$\mathbf{M_{amax} = 58.40\ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{58.40 \times 10^3}{30 \times 49.5^2 \times 14.17} = 0.06$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668)$$

$$\mu_L = 0{,}392$$

$$\mu_L = 0{,}392 > \mu = 0.07 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}}{0.8} = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4 \times 0.07) = 0.480$$

$$\mu = 0.07 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\rightarrow\ \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{58.4 \times 10^3}{48 \times 347.826} = 3.498\ cm^2$$

$$\mathbf{M_{amin} = -79.665\ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{amin}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79.665 \times 10^3}{30 \times 49.5^2 \times 14.17} = 0.076$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = 1.739 \times 10^{-3}$$
$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668)$$
$$\mu_L = 0{,}392$$

$$\mu_L = 0{,}392 > \mu = 0.07 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}}{0.8} = 0.099$$
$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4 \times 0.099) = 0.475$$

$$\mu = 0.076 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$
$$\rightarrow\ \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{79.665 \times 10^3}{47.5 \times 347.826} = 4.822\ cm^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400}$$
$$A_{min} = 1.793\ cm^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 8.32 > A_{min} 1.793 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition imposée par RPA 99 V2003 :**

En zone courante :

$$A_{maxRPA} = 4\ \%.b.h = 4 \times \frac{30 \times 55}{100}$$
$$A_{maxRPA} = 66\ cm^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{maxRPA} = 6\ \%.b.h = 6 \times \frac{30 \times 55}{100}$$

$A_{maxRPA} = 99\ cm^2$

- **La section minimale :**

$A_{minRPA} = 0.5\ \%.b.h = 0.5 \times \frac{30 \times 55}{100}$

$A_{minRPA} = 8.25\ cm^2$

$A_{minRPA} = 8.25 < A_s = A_{s1} + A_{s2} = 8.32\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

On Opte pour

Armatures Inf : **3HA14** avec $\mathbf{A_{s1} = 4.62\ cm^2}$

Armatures Sup : **3HA16** avec $\mathbf{A_{s2} = 6.03\ cm^2}$

En Appui : Ferraillage sous la combinaison (G+Q-V)

$M_{amax} = 116.80\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{116.80 \times 10^3}{30 \times 49.5^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668)$

$\mu_L = 0{,}392$

$\mu_L = 0{,}392 > \mu = 0.153 \rightarrow$ SSAC

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}}{0.8} = 0.149$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4 \times 0.149) = 0.465$

$\mu = 0.112 \leq 0.186 \rightarrow$ oui

$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$

$\rightarrow\ \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 MPa$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{116.80 \times 10^3}{46.5 \times 347.826} = 7.222\ cm^2$$

Dans le choix des armature sup il faut que A_{sAdpt} soit superieur au A_{minRPA}

$M_{amin} = -159.334\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{108.79 \times 10^3}{30 \times 49.5^2 \times 14.17} = 0.153$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668)$$

$$\mu_L = 0{,}392$$

$$\mu_L = 0{,}392 > \mu = 0.153 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}}{0.8} = 0.209$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4 \times 0.138) = 0.454$$

$$\mu = 0.104 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{159.334 \times 10^3}{45.4 \times 347.826} = 10.09\ \text{cm}^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.793\ \text{cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 17.312 > A_{min} 1.793 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition imposée par RPA 99 V2003 :**

En zone courante :

$$A_{maxRPA} = 4\ \%.b.h = 4 \times \frac{30 \times 55}{100}$$

$$A_{maxRPA} = 66\ \text{cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{maxRPA} = 6\ \%.b.h = 6 \times \frac{30 \times 55}{100}$$

$$A_{maxRPA} = 99\ \text{cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{minRPA} = 0.5\%.b.h = 0.5\% \times \frac{30 \times 55}{100}$$
$$A_{minRPA} = 8.25\ cm^2$$
$$A_{minRPA} = 8.25 A_s < A_s = A_{s1} + A_{s2} = 17.312 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées
Donc On Opte pour **:**

Armatures Inf : **3HA14+2HA14** avec $\mathbf{A_{s1} = 7.70\ cm^2}$

Armatures Sup : **3HA16+3HA16** avec $\mathbf{A_{s2} = 12.06\ cm^2}$

- **Vérification a ELU :**

- **Vérification de Contrainte tangentielle maximale :**

$$V_u = 139.81\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{139.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.495} = 0.941MPa$$
$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2.\frac{25}{1.5}, 5MPa\right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.941 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle comprimée : BAEL91 Art 5.1, 313 :**

$$V_u \leq 0.267\ b.a.f_{c28}$$

Avec
$V_u = 139.81\ KN$

$a = h - 20 - c = 550 - 20 - 30 = 500\ mm$
$b = 300mm$
$V_u = 139.81\ \leq 0.267\ \times 300 \times 500 \times 25 \times 10^{-3}$

$V_u = 139.81\ \leq 1001.25\ \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification d'armature inferieur minimale en appui : BAEL91 Art 5.1, 312**

$$A_s = \frac{V_u.\gamma_s}{f_e}$$
$$A_s = \frac{139.81 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 401.954\ mm^2$$
$$A_s = 4.020\ cm^2 < A_{sadpt} = 7.70\ cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de contrainte moyenne de de compression sur l'appui : BAEL91 Art 5.1, 322**

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b.a} \leq \frac{1.3\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$R_u = |V_{ug} + V_{ud}|$$

R_u : L'action verticale de l'appui intermédiaire

V_{ug}: À gauche de l'appui

V_{ud}: À droite de l'appui

On va prend le cas le plus défavorable

$$R_u = 2 \times 139.81 = 279.62 \text{ KN}$$

Donc :

$$\sigma_{mb} = \frac{279.62 \times 10^3}{300 \times 501.80} \leq \frac{1.3 \times 25}{1.5}$$

$$\sigma_{mb} = 1.864 \leq 21.667 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des Armatures transversales :**

- **Longueur de recouvrement :**

$$\emptyset_l = 16\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40\emptyset_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset_l = 14\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40\emptyset_l = 40 \times 1.6 = 56 \text{ cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(14; \frac{550}{35}; \frac{300}{10}\right) = 14\text{mm}$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 8\text{mm} \rightarrow 4\text{T8avec } A_t = 2.01\text{cm}^2$

- **L'espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91 A.5.1 ,23 :**

$$S_t \geq \frac{0.9\, f_e . A_t}{\gamma_s . b(\tau_u - 0.3 f_{t28} . k)}$$

Avec $K = 1$ dans notre cas

$$S_t \geq \frac{0.9 \times 235 \times 2.01}{1.15 \times 30(0.941 - 0.3 \times 2.1)}$$

$S_t \geq 39.621\text{cm}$

$S_t = 40\text{cm}$

- **L'espacement en zone nodale :**

- Selon **BAEL91+ RPA99**

$$S_t \leq \min\left(S_t; \frac{A_t.f_e}{0.4.b}; \frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30\right) = \min(40; 39.363; 13.75; 16.8; 30)$$

$S_t \leq 13.75\ \text{cm}$

On prend $S_t = 12\ \text{cm}$

- **L'espacement en zone courante :**

Selon **BAEL91 + RPA99**

$$S_t \leq \min\left(S_t; \frac{A_t.f_e}{0.4.b}; \frac{h}{2}; 40\right) = \min(40.; 39.363; 27.5; 40)$$

$S_t \leq 27.5\ \text{cm}$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales en zone courant**

$A_t \geq 0.003.S_t.b$

$A_t = 2.01 \geq 0.003 \times 20 \times 30$

$A_t = 2.01 \geq 1.8 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$M_{ser} = 42.66\text{KN.m}$
$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$
- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :
$A_{s2} = 6.03cm^2$, $A_{s1} = 4.62cm^2$, $n = 15$, $d = 49.5cm$

$15X + 159.75X - 3701.7 = 0$

$X = 11.262cm$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2$$
$$= \frac{30}{3}11.626^3 + 6174.175 + 101326.624$$

$I = 121784.691cm^4$
Donc :
$$\sigma_{bc} = \frac{42.66 \times 10^5}{121784.691} \times 0.113 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 3.958MPa$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3.958 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

En appui :

$M_{ser} = 75.69KN.m$

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$
Avec :
$A_{s2} = 12.06$, $A_{s1} = 7.7cm^2$, $n = 15$, $d = 49.5cm$

$X = 12.812$

Moment d'inertie :

$I = 193910.847cm^4$
Donc :
$$\sigma_{bc} = \frac{75.69 \times 10^5}{236858.272} \times 0.128 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 4.996MPa$$

Alors :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 4.996 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- Sollicitations des calculs des autres poutres principales :

Tableau.VI.1 : Les sollicitations des calculs des poutres principales

	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)
2éme 7éme	-134.99	-98.17	-187.26	63.32	45.59	-93.63
			175.86			87.93
8eme étage	-127.63	-92.66	-150.25	60.22	43.54	-75.125
			95.60			47.8
Terrasse inaccessible	-99.67	-72.20	-123.06	49.01	35.60	44.74

- **Récapitulation de ferraillage des sections :**

Le ferraillage est calculé par ROBOT EXPERT

Tableau.VI.2 : Ferraillage longitudinale total des poutres principales

		Amin		As Calculé		As adpt	
		BAEL (cm^2)	RPA (cm^2)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	As inf (cm^2)	As sup (cm^2)
$2^{éme}$-$7^{éme}$ étage	Travée	1.793	8.25	4.6	4.9	3HA16=6.03	3HA16=6.03
	Appui	1.793	8.25	9.5	10.2	3HA16 + 2HA16 =10.05	3HA16 + 3HA16 =12.06
$8^{éme}$ étage	Travée	1.793	8.25	3.6	3.9	3HA12 + 1HA12 =4.62	3HA14 + 1HA12 =5.75
	Appui	1.793	8.25	5	8.1	3HA12 + 2HA12 =5.65	3HA14 + 3HA14 =9.24
Terasse inaccessible	Travée	1.793	8.25	2.9	0	3HA14=4.62	3HA14=4.62
	Appui	1.793	8.25	6.5	0	3HA14=4.62	3HA14=4.62

- **Vérification a l'ELU :**

- Pour 2éme-7éme étage :

Tableau.VI.3 : Les vérifications à l'ELU (2éme-7émé étage)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0,931	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
138.230	1001.250	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/ (fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
10.050	3.974	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
276.460	1.843	21.667	Vérifiée

- Pour 8éme étage :

Tableau.VI.4 : Les vérifications à l'ELU (8éme étage)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0,367	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
54.570	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
4.62	1,569	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**

109.140	0,728	21,667	Vérifiée

-Pour la terrasse inaccessible :

Tableau.VI.5 : Les vérifications à l'ELU (terrasse inaccessible)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0,420	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
62.390	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
9,240	1,794	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
124.780	0,832	21,667	Vérifiée

- **Détermination des Armatures transversales :**

- Pour $2^{éme}$-$7^{éme}$ étage :

Tableau.VI.6 : Les armatures transversales (2éme-7éme étage)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1,57	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
14	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
28	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- Pour 8éme étage :

Tableau.VI.7 : Les armatures transversales (8éme étage)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1,20	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
14	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
28	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- Pour la terrasse inaccessible :

Tableau.VI.8 : Les armatures transversales (terrasse inaccessible)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1,40	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
14	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
28	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- **Vérification à l'ELS :**

Tableau.VI.9 : Vérification à ELS des poutres principale

		M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
$2^{éme}$-$7^{éme}$ étage	**Travée**	45.59	6.03	6.03	12.78	151483.711	3.852	Vérifiée
	Appui	98.17	10.05	12.06	12.56	239076.710	5.156	Vérifiée
$8^{éme}$ étage	**Travée**	43.54	4.6	5.75	10.673	121708.120	3.812	Vérifiée
	Appui	92.66	5.65	9.24	11.603	1475950.559	7.282	Vérifiée
Terasse inaccessible	**Travée**	35.60	9.24	0	17.259	195482.132	3.151	Vérifiée
	Appui	72.20	9.24	0	17.259	195482.132	6.390	Vérifiée

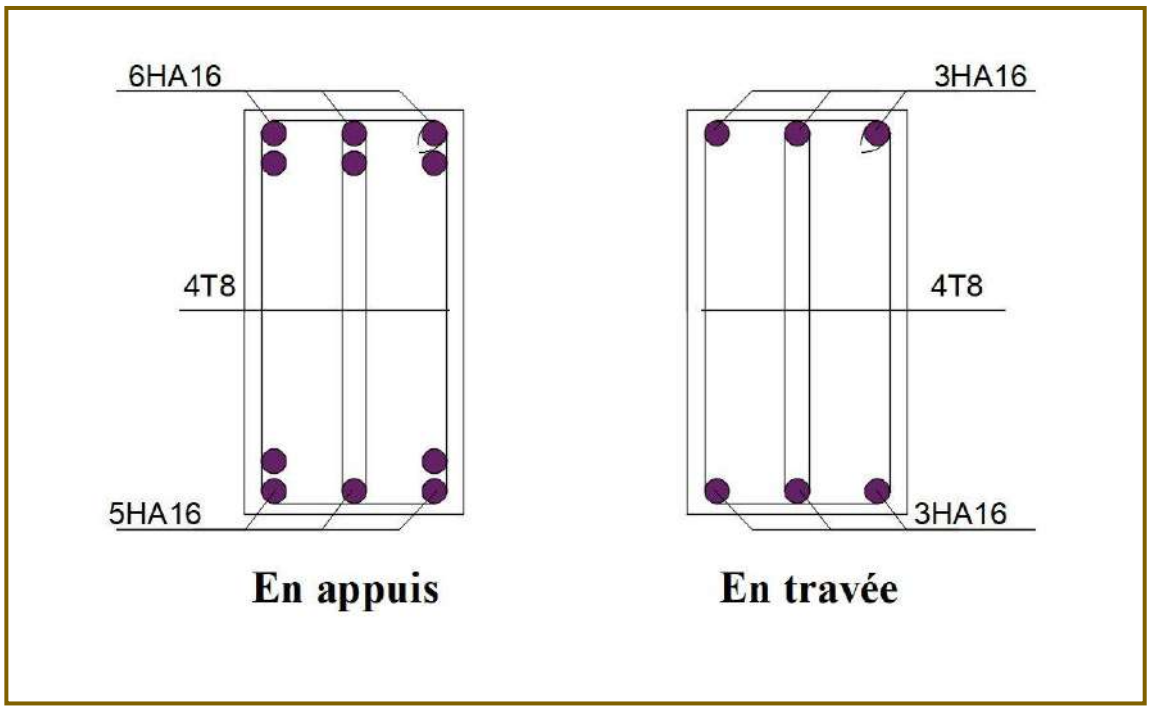


Figure VI.1 : Ferraillage de poutre principale (RDC +1 ^{ér} étage)

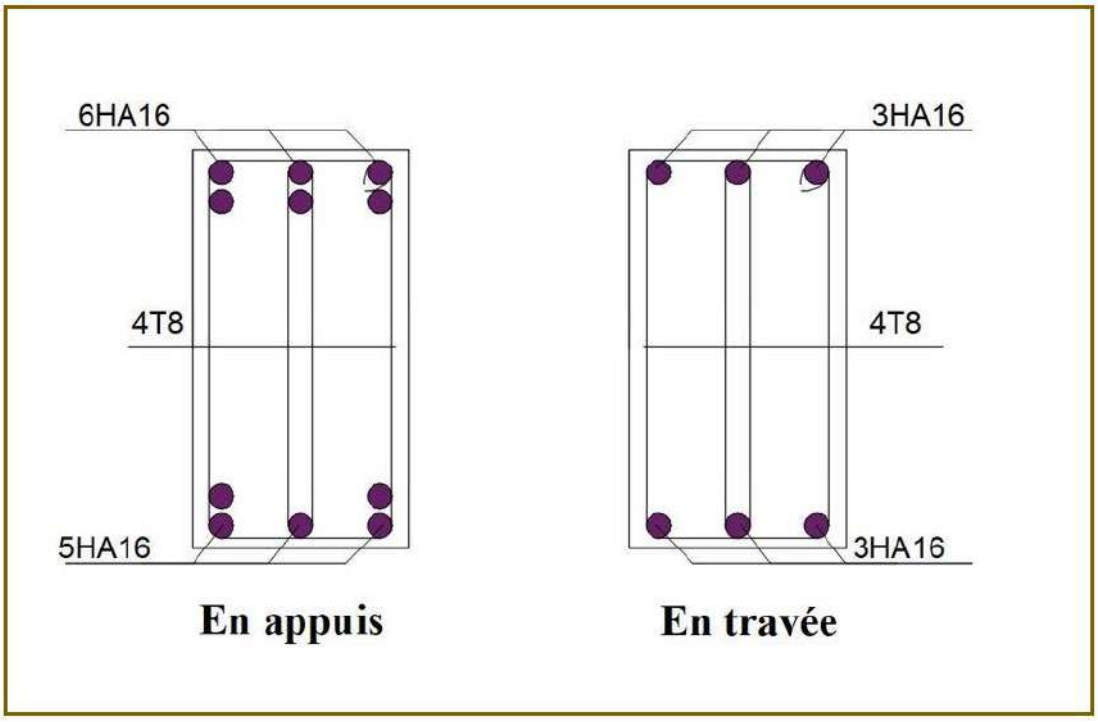


Figure VI.2 : Ferraillage de poutre principale (2éme-7éme étage)

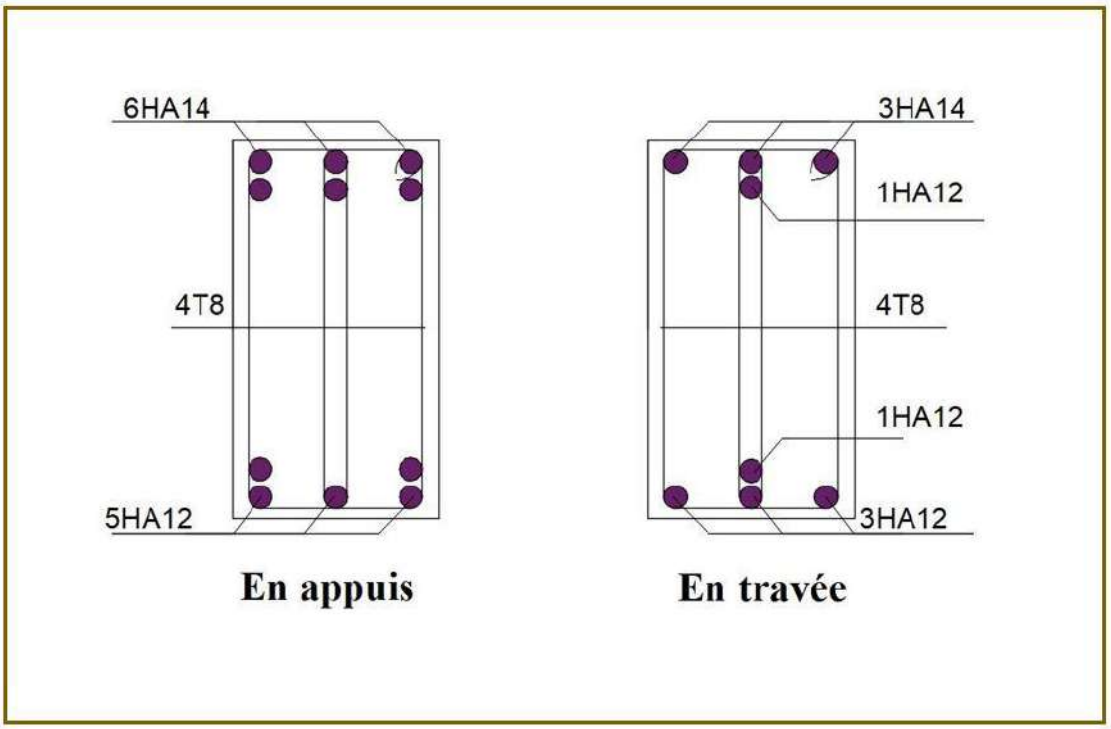


Figure VI.3 : Ferraillage de poutre principale (8éme étage)

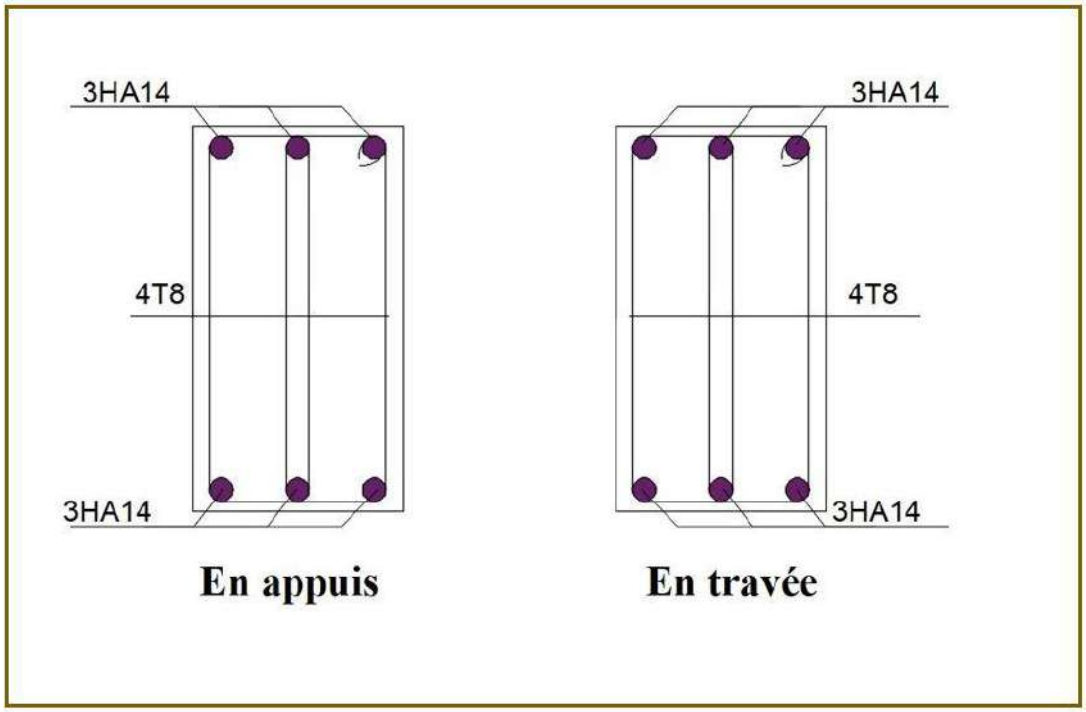


Figure VI.4 : Ferraillage de poutre principale (Terasse inaccessible)

- **Sollicitation des calculs des autres poutres secondaire :**

Tableau.VI.10 : Les sollicitations des calculs des poutres Secondaire

	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)
RDC -1 ^{ér} étage	-111.05	-77.25	-120.16	66.27	45.95	-60.08
			114.82			57.41
2^{éme} 7^{éme}	-101.54	-73.71	-134.81	43.35	31.42	-67.405
			125.45			62.725
8^{éme} étage	-96.83	-70.24	-107.36	53.54	38.58	-53.68
			64.23			32.115
Terrasse inaccessible	-50.48	-36.92	-82.23	47.55	34.71	-42.115
			72.58			36.29

- **Récapitulation de ferraillage des sections :**

Le ferraillage est calculé par ROBOT EXPERT

Tableau.VI.11 : Ferraillage longitudinale total des poutres secondaires

		Amin		As Calculé		As adpt	
		BAEL (cm^2)	RPA (cm^2)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	As inf (cm^2)	As sup (cm^2)
RDC -1^{ér} étage	**Travée**	1.467	6.75	5	3.5	3HA14 + 1HA12 = 4.62	3HA14=4.62
	Appui	1.467	6.75	7.6	8.6	3HA14 + 2HA14 = 7.7	3HA14 + 3HA14 = 9.24
2^{éme}-7^{éme} étage	**Travée**	1.746	6.75	4	4.3	3HA16=6.03	3HA16=6.03
	Appui	1.467	6.75	8.3	9	3HA16 + 2HA16 = 10.05	3HA16 + 3HA16 = 12.06
8^{éme} étage	**Travée**	1.467	6.75	4	3.4	3HA10 + 3HA10 = 4.71	3HA14=4.62
	Appui	1.467	6.75	4.1	7.4	3HA10 + 3HA10 = 4.71	3HA14 + 2HA14 = 7.7
Terasse inaccessible	**Travée**	1.467	6.75	3.5	2.7	3HA12=3.39	3HA12=3.39
	Appui	1.467	6.75	4.7	5.3	3HA12 + 2HA12 = 5.65	3HA12 + 2HA12 = 5.65

- **Vérification a l'ELU :**

- Pour RDC -1^{ér} étage :

Tableau.VI.12 : Les vérifications à l'ELU (RDC -1^{ér} étage)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0,842	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
102.330	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
7.7	2.942	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
204.660	1.364	21,667	Vérifiée

- Pour 2^{éme}-7^{éme} étage :

Tableau.VI.13 : Les vérifications à l'ELU (2^{éme}-7^{éme} étage)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
1.077	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
130.810	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
10.05	3.761	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
261.62	1.774	21,667	Vérifiée

-Pour 8^{éme} étage :

Tableau.VI.14 : Les vérifications à l'ELU (8éme étage)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0.356	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
432.600	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
4.710	1.244	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
86.250	0.557	21,667	Vérifiée

-Pour la terrasse inaccessible :

Tableau.VI.15 : Les vérifications à l'ELU (Terrasse inaccessible)

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**	
0.304	3,333	Vérifiée	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (KN)	**0,267.b.a.fc28 (KN)**	**Vérification**	
36.930	1001.250	Vérifiée	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) (cm^2)**	**Vérification**	
5.650	1.062	Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (KN)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
73.860	0.492	21,667	Vérifiée

Détermination des Armatures transversales :

- Pour RDC -1er étage :

Tableau.VI.16 : les armatures transversales (RDC -1^{ér} étage)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1,2	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
11	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
23	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- Pour 2^{éme}-7^{éme} étage :

Tableau.VI.17 : les armatures transversales (2^{éme}-7^{éme} étage)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1,29	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
11	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
23	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- Pour 8^{éme} étage :

Tableau.VI.18 : les armatures transversales (8^{éme} étage)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
11	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
23	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

-Pour la terrasse inaccessible :

Tableau.VI.19 : les armatures transversales (Terrasse inaccessible)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
1.2	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
11	12
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
23	20
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- **Vérification à l'ELS :**

Tableau.VI.20 : Vérification à ELS des poutres secondaire

		M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
RDC-1 ér étage	**Travée**	45,95	5,75	4,62	11,356	92741,668	5,627	Vérifiée
	Appui	77,25	7,7	9,24	11,811	122299,628	7,460	Vérifiée
2éme-7éme étage	**Travée**	31,42	6,03	6,03	11,252	97780,161	3,616	Vérifiée
	Appui	73,71	10,5	12,06	12,982	159169,151	6,012	Vérifiée
8éme étage	**Travée**	38,58	4,71	4,62	10,381	79052,949	5,066	Vérifiée
	Appui	70,24	4,71	7,7	9,681	81332,764	8,360	Vérifiée
Terasse inaccessible	**Travée**	34.71	3.39	3.39	9.218	59558.671	5.372	Vérifiée
	Appui	36.92	5.65	5.65	11.014	92487.586	4.397	Vérifiée

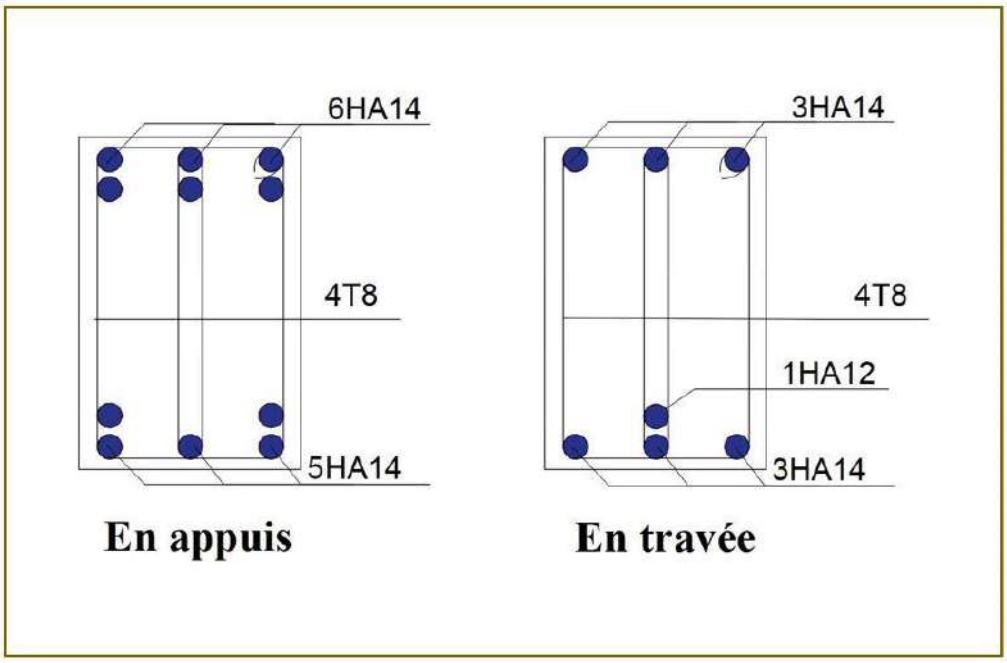


Figure VI.5 : Ferraillage de poutre secondaire (RDC+1ér étage)

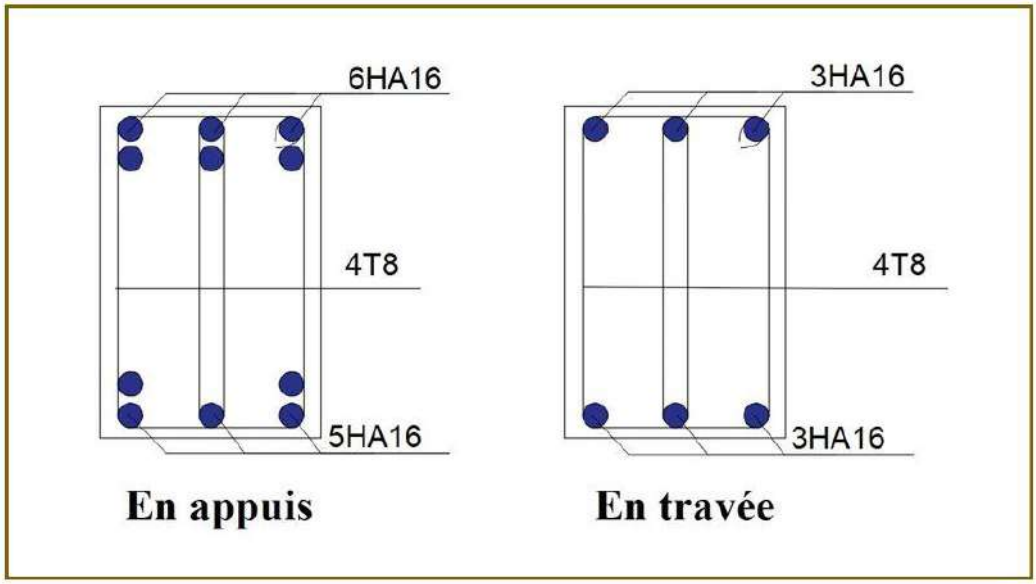


Figure VI.6 : Ferraillage de poutre secondaire (2éme-7éme étage)

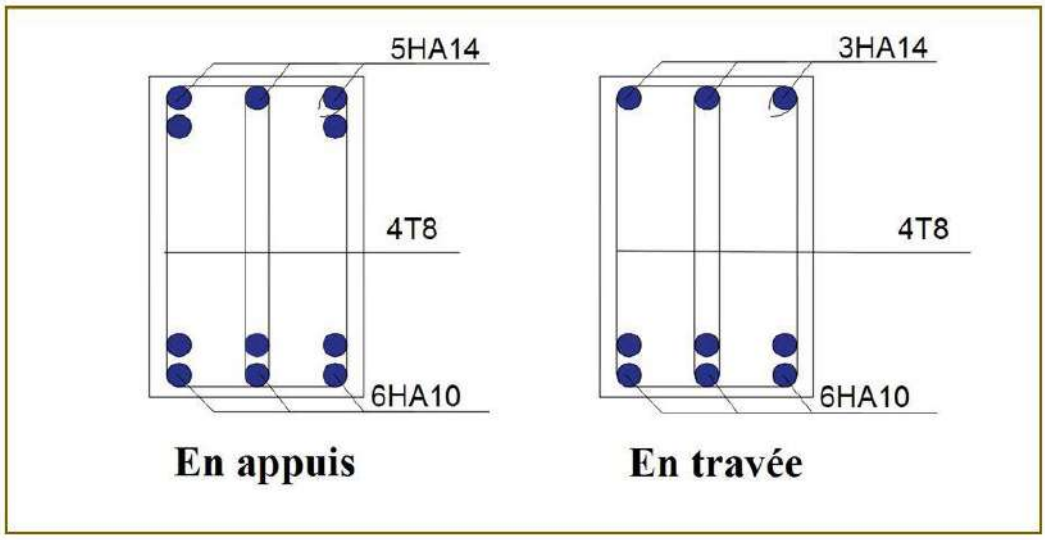


Figure VI.7 : Ferraillage de poutre secondaire (8éme étage)

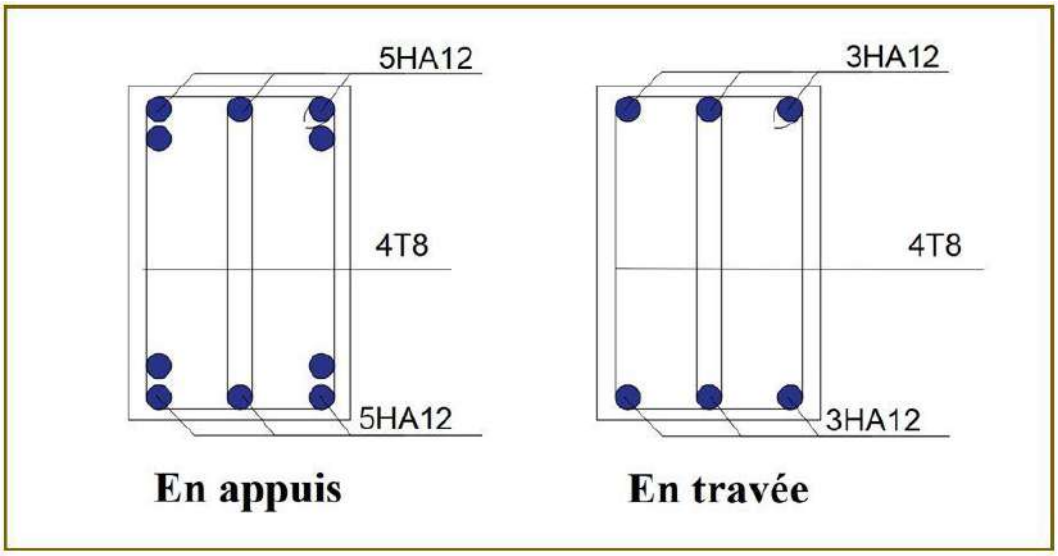


Figure VI.8 : Ferraillage de poutre secondaire (Terrasse inaccessible)

VI .2.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composé.

- **Les recommandations exigées par le RPA 99 (7.4.3.2) :**

- **Armatures longitudinales :**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- Le pourcentage minimum est:

Amin = 0,8% de la section totale; en zone IIa

- Le pourcentage maximum est :

$A_{min} =$ 4% de la section totale ; en zone courante

$A_{max} =$ 6% de la section totale ; en zone recouvrement.

Le diamètre minimum de l'acier est :

$\emptyset_{min} = 12mm$

- La longueur de recouvrement est : $40\emptyset_l$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25cm$ en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (Zones critiques)

-La zone nodale est définie par l' et h' :

$l' = 2h$

$h' = \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$

- **Armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 . f_e}$$

V_u: Effort tranchant de calcul ;

h_1: Hauteur totale de la section brute ;

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique $\lambda_g$dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule précédente, Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq (10\emptyset_l; 15cm)$ en zone II

Dans la zone courante : $t' \leq 15\emptyset_l$

$\emptyset_l$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $0.3\%(t.b1)$

Si $\lambda_g \leq 3$ $0.8\%(t.b1)$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

λ_g: Élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset_{cheminées}$> 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

- **Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003 (A7.4.3) :**

- **Sollicitations normales (effort normal réduit) : (A7.4.3.1)**

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$

La vérification est déjà faite dans le chapitre V

- **Sollicitations tangentes : (RPA99 ; 7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

ρ_d : Est égale à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

On prend le cas le plus défavorable : $\rho_d = 0.04$

Donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1\text{MPa} \geq \tau_{bu}$$

Tableau.VI.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Poteau	τ_{bu}	τ_{bu}	Vérification
55x55	1	0.84	Vérifier
50x50	1	0.76	Vérifier
45x45	1	0.76	Vérifier

- **Exemple de calcule (Poteau 55x55)**

Longueur du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \qquad \text{et } l_f = 0.7\, l_0$$

Avec :

l_f: Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré

B : section du poteau

$$i = \sqrt{\frac{762552.083}{3025}} = 15{,}877$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{273}{15.877} = 17.195 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\lambda/35\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(17.195/35\right)^2}$$

$$\alpha = 0.811$$

Pour une section rectangulaire :

$$B' = (a - 0.02)^2$$

Avec :
B' : Section réduite du poteau

$$B' = (0.55 - 0.02)^2 = 0.281 m^2$$

Pour

$$\lambda < 50$$

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e}\left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B'.f_{c28}}{0.9.\gamma_b}\right] = \frac{1.15}{400}\left[\frac{2189.59 \times 10^{-3}}{0.811} - \frac{0.281 \times 25}{0.9 \times 1.5}\right]$$

$$A_s = -7.199 < 0$$

- **Dispositions constructives :**

$$A_{min} \geq 4 \times U = 4 \times \left(2 \times (0.55 + 0.55)\right) = 8.8\ cm^2$$

On prend **A=8.8 cm²**

$$\frac{0.2 \times B^2}{100} \leq A_s \leq \frac{0.5 \times B^2}{100}$$

$$\frac{0.2 \times 55^2}{100} \leq A_s = 8.8 \leq \frac{0.5 \times 55^2}{100}$$

$$6.05 \leq A_s = 8.8 \leq 15.13 \rightarrow \text{Vérifier}$$

$$A_{min\ RPA} = \frac{0.8}{100}(55 \times 55) = 24.20 cm^2$$

On opte pour $\mathbf{6HA20 + 2HA20}$ avec $\mathbf{As = 25.13 cm^2}$

$A_{min\ RPA} > As \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Détermination des armatures Transversales :**

- **Longueur de recouvrement :**

$\emptyset_l = 20\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40\emptyset_l = 40 \times 2 = 80\text{ cm}$

$\emptyset_l = 20\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40\emptyset_l = 40 \times 2 = 80\text{ cm}$

- **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$$

Donc on choisit $\emptyset_t = 10\text{mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- Selon RPA99 7.4.2.2 :

Dans la zone nodale : $St1 \leq \min(10\emptyset_{lmin}; 15\text{cm}) = (20; 15) = 15$

On choisit $St = 12\text{ cm}$

Dans la zone courante : $St1' \leq 15\emptyset_{lmin} = 30$

On choisi $St' = 15\text{cm}$

- Selon BAEL91 A.8.1, 3 :

$St2 \leq \min(15\emptyset_{lmin}; 40; b + 10) = (30; 40; 65)$

$St2 \leq 30$

$St2 = 20\text{cm}$

Donc :

- **Dans la zone nodale** :

$St \leq \min(St; St2) = (12; 20)$

$St \leq 12$

Donc on choisit St=12cm

- **Dans la zone courante :**

$St \leq \min(St'; St2) = (15; 20)$

$St \leq 15$

Donc on choisit St=15cm

- **Calcul des armatures transversales :**

Vu= 30.62 KN

$$A_t = St.\frac{\rho V_u}{h_1.f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{273}{55} = 4.964$$

$$\lambda_g = 4.964 \rightarrow \rho = 3.75$$

Donc :

- **Dans la zone nodale** :

$$A_t = 0.12.\frac{3.75 \times 30.62 \times 10}{0.55 \times 235} = 1.066\ cm^2$$

On opte pour 4HA10 Avec $A_t = 3.14\ cm^2$

- **Dans la zone courante** :

$$A_t = 0.15.\frac{3.75 \times 30.62 \times 10}{0.55 \times 235} = 1.333\ cm^2$$

On opte pour 4HA10 Avec $A_t = 3.14\ cm^2$

- **Quantité d'armatures minimale transversale :**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $0.3\%(St.b1)$

Si $\lambda_g \leq 3$ $0.8\%(St.b1)$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

$3 < \lambda_g = 4.964 < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Pour $\lambda_g = 4.964 \rightarrow 0.309\%$

Donc :

-Zone nodale

$A_t = 0.00309 \times 12 \times 55 = 2.039\ cm^2 < A_t = 3.14\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Zone nodale

$A_t = 0.0030 \times 15 \times 55 = 2.549\ cm^2 < A_t = 3.14\ cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

X : La position de l'axe neutre.
I_1: L'inertie de la section homogénéisée.

$M_{ser} = 39.41KN.m$
$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

- On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA_{s2}(X - c') - nA_{s1}(d - X) = 0$$

Avec :
$A_{s2} = 6.28cm^2$, $A_{s1} = 18.85cm^2$, $n = 15$, $d = 49.5cm$

$X = 16{,}941$ cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_{s2}(X - c')^2 + nA_{s1}(d - X)^2$$

$I = 407185{,}04cm^4$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{39.41 \times 10^5}{407185{,}04} \times 0.113 \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 1{,}640MPa$$

Alors :
$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 1.640 < \overline{\sigma_{bc}} = 15}$ → Condition vérifiée

- Sollicitations des calculs des autres poutres principales :

Tableau.VI.22 : Sollicitations des calculs des poteaux

POT	Sollicitation	N	MY	MZ
50x50	ELU	1608,71	0,62	37,86
	ACC	197,45	-149,93	18,85
	ACC	278,94	-10,56	-125,28
	ACC	-100,22	-114,90	11,85
POT	Sollicitation	N	MY	MZ
45x45	ELU	761,83	8,62	26,35
	ACC	197,93	-112,76	18,61
	ACC	140,91	11,56	-105,55
	ACC	-55,00	-3,53	6,21

- **Récapitulation de ferraillage des sections :**

Le ferraillage est calculé par ROBOT EXPERT (flexion composée déviée)

Tableau.VI.23 : Ferraillage longitudinale des poteaux

	Amin	As Calculé		As adpt	
	RPA99 (cm^2)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)
POT50x50	20	5.7	2.1	6HA20=18.85	2HA16=4.02
POT45x45	16.2	3.1	1.9	6HA16=12.06	2HA20=6.28

- **Détermination des armatures Transversales :**

Tableau.VI.24 : Ferraillage longitudinale des poteaux (50x50)

Espacement des armatures transversales				
Selon RPA99		**Selon BAEL91**		**Choix**
St1 Z.N	12	**St2**	20	12
St1' Z.C	15			15
Calcul des armatures transversales				
Vu	**lf**	**λg**	**ρ**	**%(St.b1)**
43,86	238	4,76	3,75	0,36
Zone nodale		**Zone courante**		
At	**Choix**	**At**		**Choix**
1,679	4HA10=3,14	2,099		4HA10=3,14
Quantité d'armature minimale transversale :				
Zone nodale		**Zone courante**		
Atmin	**Vérification**	**Atmin**		**Vérification**
2.16	Vérifier	2.7		Vérifiée

Tableau.VI.25 : Ferraillage longitudinale des poteaux (45x45)

Espacement des armatures transversales				
Selon RPA99		**Selon RPA99**		**Selon RPA99**
St1 Z.N	12	**St2**	20	12
St1' Z.C	15			15
Calcul des armatures transversales				

Vu	**lf**	**λg**	**ρ**	**%(St.b1)**
43.08	238	5.289	2.5	0.228
Zone nodale		**Zone courante**		
At	**Choix**	**At**		**Choix**
1,22	4HA8=2.01	1.538		4HA8=2.01
Quantité d'armature minimale transversale :				
Zone nodale		**Zone nodale**		
Atmin	**Vérification**	**Atmin**		**Vérification**
1.23	Vérifier	1.538		Vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

Tableau.VI.26 : Vérification à ELS des poteaux

	M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
50x50	40.17	18.85	4.02	16,872	315358,682	2,149	Vérifiée
45x45	49.35	12.06	6.28	13,266	179119,271	3,655	Vérifiée

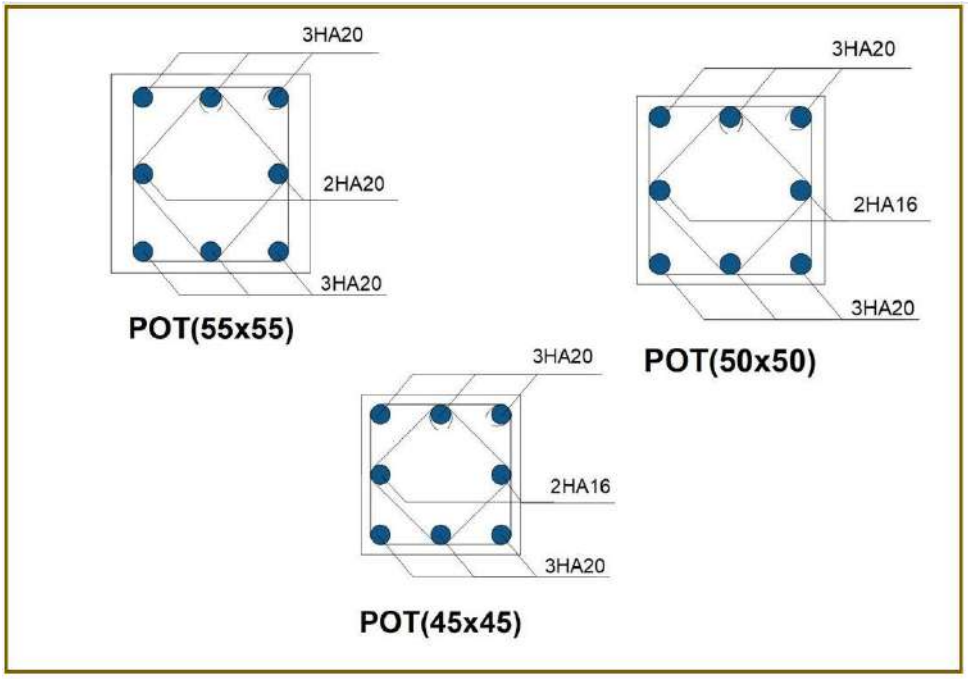


Figure VI.9 : Ferraillage des poteaux

VI .2.4. Ferraillage des voiles :

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

• Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme

• Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique

La fissuration est jugée peu nuisible, le dimensionnement se fera à l'E.LA.

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

- **Recommandation exigées par le RPA99 VI.4.2.1 :**
- **Pour les trumeaux RPA99 7.7.4.1 :**

· **Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20%de la section horizontales du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

· **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135◦ ayant une longueur de $10\emptyset$ dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

· **Remarque :**

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%,

En zone courante 0.10%

- **Pour les linteaux (RPA99 ; 7.7.3.3)**

· **Armatures longitudinales :**

$(A1; A'1) \geq 0.0015.b.h$

· **Armatures transversales :**

Pour $\tau_b \leq 0.0025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.s$

Pour $\tau_b > 0.0025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.s$

· **Armatures en section courante :**
Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

- **Règles communes (7.7.4.3) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \leq 1.5b$

$St \leq 30cm$

Avec :

b : L'épaisseur du voile en (cm)

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.

- $20\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1.\overline{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Vérifications des voiles à l'effort tranchant (RPA99 Art 7.2.2) :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d} \quad \text{avec} \quad \overline{V} = 1.4.V_{calculé}$$

Avec :

- $V_{calculé}$: effort tranchant à la base du voile.

- b : épaisseur du voile.

- d : hauteur utile

Exemple de calcule :

Prenons l'exemple du voile du RDC +1er étage le plus sollicité sous la combinaison Vx

Moment fléchissant M= 1037.53 KN.M

Effort normal N= -240.31KN (Traction)

Effort tranchant V= 186KN

- **Caractéristiques géométriques :**

$b = 0.2\ m$

$L = 3.3\ m$

$S = b \times L = 0.66 cm^2$

$$I = \frac{b \times L^3}{12} = 1.997\ m^4$$

- **Calcul et vérification de contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6.M}{b.L^2} = -3.2223\ MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6.M}{b.L^2} = 2.494 MPa$$

Donc la section est partiellement comprimée

- **Calcule de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b.(0.9 \times L)} = 0{,}44 MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5MPa > \tau_b = 0{,}44MPa \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Calcule de la section :**

· **Aciers verticaux :**

- Longueur de la zone tendue

$$L_t = -\sigma_2 . \frac{L}{\sigma_1 - \sigma_2} = 1.86 \text{ m}$$

- Effort de traction

$$F = -\frac{I.b.\sigma_2}{2} = 59.94 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_{sv} = \frac{F \times 10^2}{400 \times 10} = 14.99 \text{ cm}^2$$

- **Section d'acier minimale dans la zone tendue d'après le RPA99 V2003 :**

$$A_{Smin} = 0.02 \times b \times L_t = 0.02 \times 20 \times 18.6 = 8.35$$

$$A_{Smin} < A_{sv}$$

On opte pour : $10HA14$ avec $A_s = 15.4 \text{ cm}^2$

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{sh} = \frac{A_{sv}}{4} = 3.85 \text{cm}^2$$

- **Section d'acier minimale exigée par le RPA99 V2003 :**

$$A_{Smin} = 4 \text{ cm}^2$$

Donc le ferraillage se fait par rapport la section minimale de RPA99

On opte pour $6HA10$ avec $A_{sh} = 4.71 \text{ cm}^2$

- **Calcule d'espacement :**

En zone courante :

$$St \leq \min(15b; 30) = 30 \text{cm}$$

Donc St=30cm

En zone d'about :

$$St' = \frac{St}{2} = 15 \text{ cm}$$

- Le calcul des autres voiles est récapitulé dans les deux tableaux suivant :

Tableau.VI.27 : Les sollicitations et les caractéristiques géométriques des voiles

Etage	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	b (m)	L (m)	I (m^4)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	τ_b (MPa)
2 -3éme étage	-172.93	500.72	212.51	0.2	3.3	0.599	-1.641	1.114	0.51

4-5^{éme} étage	-68.14	132.96	96.25	0.2	3.3	0.599	-0.469	0.263	0.23
6-7^{éme} étage	25.69	160.41	29.76	0.2	3.3	0.599	-0.481	0.403	0.07

Tableau.VI.28 : Ferraillage verticale et horizontale des voiles

Etage	Lt (m)	F (KN)	A_{svc} (cm^2)	A_{smin} (cm^2)	A_{sv} (m)	A_{shc} (cm^2)	A_{sh} (cm^2)	St ZC (cm)	St ZA (cm)
2 -3^{éme} étage	1.96	32.23	8.06	7.85	8HA12 =9.05	4.52	6HA10 =4.71	30	15
4-5^{éme} étage	2.12	9.93	2.48	8.46	8HA12 =9.05	4.52	6HA10 =4.71	30	15
6-7^{éme} étage	1.80	8.63	2.16	7.18	8HA12 =9.05	4.52	6HA10 =4.71	30	15

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRA-STRUCTURE

VII .1. Etude du voile périphérique :

Un voile périphérique est un mur qui permet de contenir une pression, en principe une hauteur de terre.

VII .1.1. Dimensionnement du voile périphérique :

- **D'après le RPA99/V2003(Art10.1.2) :**

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier…) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10 m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens

(Horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- Un recouvrement de 40 Ø pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur du voile périphérique = 2.9 m.

- **Calcul des sollicitations :**

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement linéaire au niveau du massif des fondations

$$Q = \frac{P_i h}{2} \quad ; \quad P_i = \frac{1}{2}\gamma_d . h . k_a \quad ; \quad k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

P_i : L'effort de poussée

h : La hauteur de voile h=2.9m

γ_d : Poids spécifique du remblai $\gamma_d = 21.52\ KN/m^3$

k_a : Coefficient de poussée

φ : Angle de frottement de remblai $\varphi = 24°$

$$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) = 0.42$$

Donc :

$$P_i = \frac{1}{2} \times 21.52 \times 2.9 \times 0.42 = 13.106 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow Q = \frac{13.106 \times 2.9}{2} = 19 \text{ KN}$$

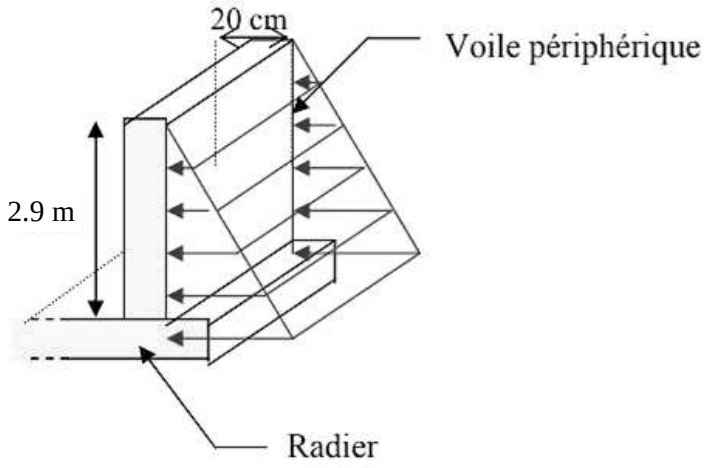


Figure VII.1 : Schéma statique du voile périphérique

VII .1.2. Ferraillage du voile périphérique :

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

Selon la BAEL99 :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.9}{5.6} = 0.52 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux directions.}$$

- **A ELU :**

Pour $\nu = 0$ et $\alpha = 0.52$

Selon **BAEL Annexe E.3 :** $\rightarrow \mu_x = 0.0918$; $\mu_y = 0.25$

$$M_{xu} = \mu_x \times q \times (l_x)^2 = 0.0918 \times 19 \times 2.9^2$$
$$M_{xu} = 14.668 \text{KN.m}$$
$$M_{yu} = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 14.668$$
$$M_{yu} = 3.667 \text{KN.m}$$

- **Les moments dans le sens X-X :**

Travée :

$$M_{txu} = 0.85 \times M_{xu} = 0.85 \times 14.668 = 12.678 \text{KN.m}$$

Appui :

$$M_{axu} = 0.3 \times M_{xu} = 0.3 \times 14.664 = 4.399 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dans le sens Y-Y :**

Travée :

$M_{tyu} = 0.85 \times M_{yu} = 0.85 \times 3.667 = 3.117\ KN.m$

Appui :

$M_{ayu} = 0.3 \times M_{yu} = 0.3 \times 3.667 = 1.1\ KN.m$

- **A ELS :**

Pour $\nu = 0.2$ et $\alpha = 0.52$

Selon **BAEL Annexe E.3 :** $\rightarrow \mu_x = 0.0957$; $\mu_y = 0.391$

$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2 = 0.0957 \times 19 \times 2.9^2$
$M_{xs} = 15.292 KN.m$
$M_{ys} = \mu_y \times M_x = 0.391 \times 15.292$

$M_{ys} = 5.979\ KN.m$

- **Les moments dans le sens X-X :**

Travée :

$M_{txs} = 0.85 \times M_{xs} = 0.85 \times 15.292 = 12.998 KN.m$

Appui :

$M_{axs} = 0.3 \times M_{xs} = 0.3 \times 15.292 = 4.588\ KN.m$

- **Les moments dans le sens Y-Y :**

Travée :

$M_{tys} = 0.85 \times M_{ys} = 0.85 \times 5.979 = 5.082\ KN.m$

Appui :

$M_{ays} = 0.3 \times M_{ys} = 0.3 \times 5.979 = 1.794\ KN.m$

- **Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU :**

Le calcule se résume dans le tableau suivant :

Tableau.VII.1 : Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU

	dans le sens X-X		**dans le sens Y-Y**	
	Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**
M_u (KN/m^2)	12.678	4.399	3.117	1.1
μ	0.028	0.009	0.007	0.002

$\mu_l > \mu$	Oui	Oui	Oui	Oui
α	0.036	0.012	0.009	0.003
Z (cm)	17.74	17.91	17.93	17.98
A_s (cm^2)	2.005	0.706	0.5	0.18
A_{smin} (cm^2)	1.786	1.786	1.786	1.786
A_{sRPA} (cm^2)	2	2	2	2
A_s adpt (cm^2)	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14
St (cm)	20	20	20	20

- **Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS :**

Le calcule se résume dans le tableau suivant :

Avec :

$$Z' = \min(Z; d - \frac{h}{3}) \; ; \quad Z = d - \frac{X}{3} \; ;$$

$$X = \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} . d$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b . \overline{\sigma}_{bc} . X . Z \quad ; \quad A_s = \frac{M_{ser}}{Z' \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Tableau.VII.2 : Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS

	dans le sens X-X		**dans le sens Y-Y**	
	Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**
M_{ser} (KN/m^2)	12.998	4.588	5.082	1.794
$\overline{\sigma}_{bc}$(MPa)	15	15	15	15
$\overline{\sigma}_{st}$(MPa)	201,633	201,633	201,633	201,633
d (m)	0.18	0.18	0.18	0.18
X (m)	0.095	0.095	0.095	0.095
Z (m)	0.148	0.148	0.148	0.148
Z' (m)	0.113	0.113	0.113	0.113

$\bar{M}_1$ **(MN.m)**	0.105	0.105	0.105	0.105
A_s**(cm²)**	5.7	2.01	0.223	0.787
A_{smin}**(cm²)**	1.786	1.786	1.786	1.786
A_{sRPA} **(cm²)**	2	2	2	2
A_s **adpt(cm²)**	4HA14=6.16	4HA14=6.16	4HA10=3.14	4HA10=3.14
St (cm)	20	20	20	20

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\middle|4MPa\right\}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 19 \times \frac{5.6}{2} = 53.2\ KN$$

$$\tau_u = \frac{53.2 \times 10^{-3}}{1x0.18} = 0.295\ MPa$$

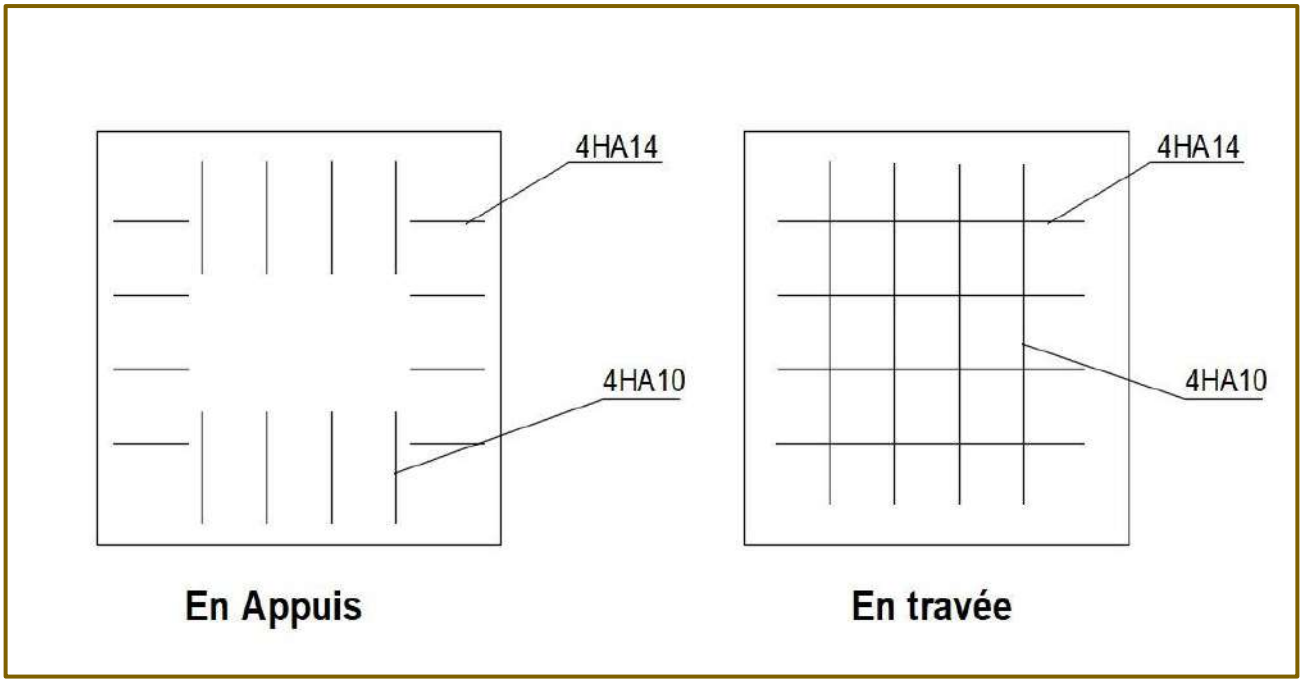


Figure VII.2 : Schéma du ferraillage du voile périphérique

VII .2. Etude des fondations :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure(poteaux, poutres murs, voiles)cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux) La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sols Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

- **Choix du type de fondation :**

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

- **Radier général :**

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII .2.1. Dimensionnement du radier :

- **Condition forfaitaire :**

La portée la plus grande entre axes des appuis $L_{max} = 6.58$ m

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$82.25 \leq h \leq 131.6$$

On prend $h = 110$ cm.

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Le : Longueur élastique.

E : module d'élasticité. $E = 3.21 \times 10^4$MPa

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol. $K = 40000$ KN/m^3

b : largeur du radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.k.L_{max}^{\ 4}}{E\pi^4}}$$

$h \geq 1.047$ m

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h = 110$ cm.

- **La hauteur des nervures**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{658}{10}$$

$h_n \geq 65.8$ cm

On prend : $h = 70$cm

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{658}{20} = 32.9\text{cm}$$

On prend $e = 40$ cm

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = 55\text{cm}$$

On optera pour un débord de D = 1m

D'où : $S = 417.616\ \text{cm}^2$

- **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W > \alpha.\gamma.h.S_r$$

Avec

W: poids total du bâtiment à la base du radier $W = 31450.198$ KN

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5)

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN / m^3).

h: profondeur de l'infrastructure($h = h_{S.sol} + h_{radier} = 3$ m)

S: surface de radier (S=417.616 m^2)

$W = 31450.198\ \text{KN} > 1.5 \times 10 \times 3 \times 417.616 = 18792.72\text{KN}$

- **Vérification des contraintes du sol :**

On utilisant le logiciel ROBOT pour obtenir les contraintes :

- **Distribution des contraintes à l'ELS :**

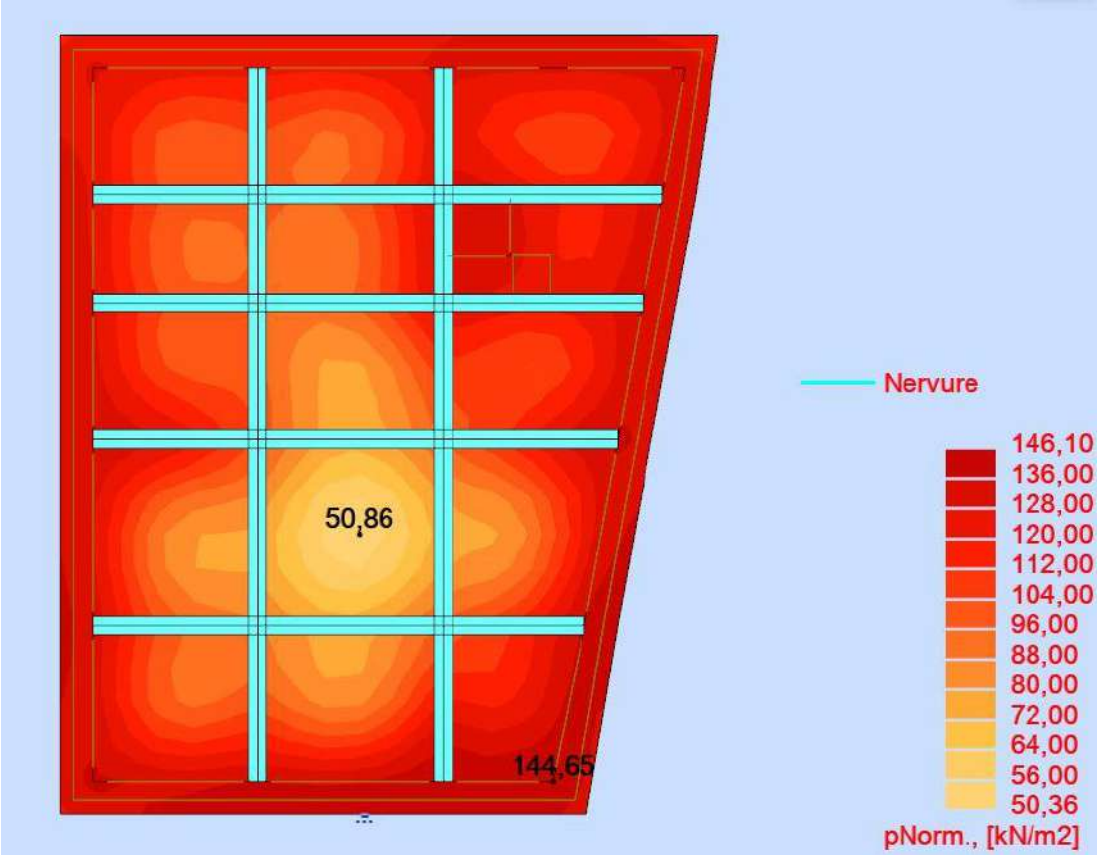


Figure VII.3 : Distribution des contraintes à l'ELS

$\sigma_{max} = 1.447$ bar

$\sigma_{min} = 0.509$ bar

Diagramme des contraintes Trapézoïdale :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.447 + 0.509}{4} = 1.21 \text{ bar} < 1.5 \text{ bar} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Distribution des contraintes à l'ELU :**

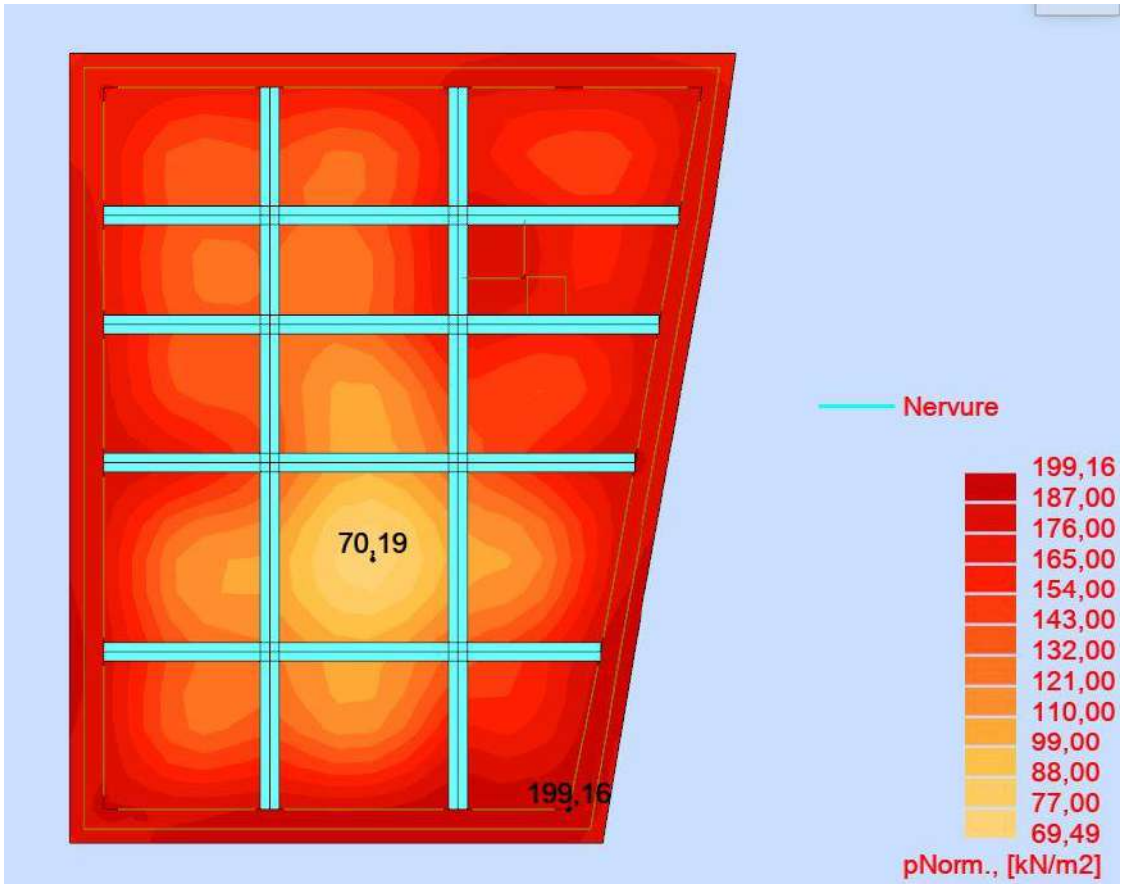


Figure VII.4 : Distribution des contraintes à l'ELU

$\sigma_{max} = 1.992$ bar

$\sigma_{min} = 0.702$ bar

Diagramme des contraintes Trapézoïdale :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.992 + 0.702}{4} = 1.670 \text{ bar} < 1.5\text{x}1.5 = 2.25 \text{ bar}$$

→ Condition vérifiée

- **Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelle (0.8G+Vy)**

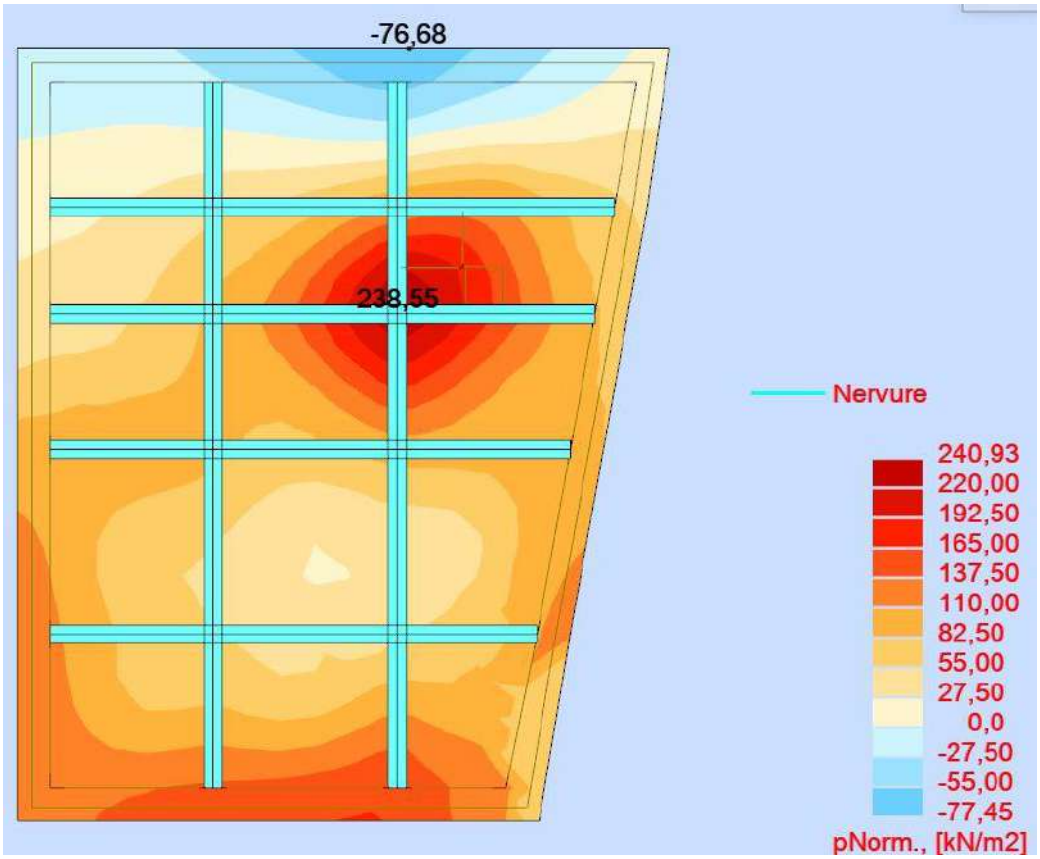


Figure VII.5 : Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelle

$\sigma_{max} = 2.386 ar$

$\sigma_{min} = -0.767$ bar

Diagramme des contraintes Triangulaire :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max}}{4} = \frac{3 \times 2.282}{4} = 1.790 < 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ bar} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles BAEL91 : Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

Avec :

P_u : La charge à l'ELU

a et b : Dimension du poteau

h : Hauteur de la dalle du radier

Tableau.VII.3 : Vérification au non poinçonnement

Poteaux du centre (0.55x0.55)	
$\mathbf{P_u}$	1325,56 KN
a	0.55 m
b	0.55 m
h	1.1 m
$\mathbf{U_c}$	6.6 m
$\mathbf{0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	5445 KN
Contrainte du cisaillement : $\boldsymbol{\tau = \frac{P_u}{h \times U}}$	182.584 KN/m²
Contrainte du cisaillement maximale : $\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{0.045 \times f_{c28}}{\gamma_b}}$	1125 KN/m²
Vérification	**Condition vérifiée**

- **Caractéristiques géométriques du radier :**

Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau.VII.4 : Centre de gravité du radier

	Centre de gravité du bâtiment	**Centre de gravité du radier**	**Ex**	**Ey**
XG	8.31	9.05	0.74	
YG	11.622	12.376		0.75

Inerties du radier :

Les inerties du radier sont :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + A_i \times {X_{Gi}}^2$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} + A_i \times {Y_{Gi}}^2$$

Tableau.VII.5 : Inertie Ix du radier

i	b(m)	h (m)	A_i (m²)	$I_{xx}(m^4)$	$X_{Gi}(m)$	$A_i \times X_{Gi}^2(m^4)$	$I_{xi}(m^4)$
1	13.81	21.42	295.810	11310.214	2.14	1354.691	12664.905
2	3.96	21.42	42.412	1081.063	6.41	1742.628	2823.691
						$I_x(m^4)$	**15488.596**

Tableau.VII.6 : Inertie Iy du radier

i	b(m)	h (m)	A_i (m²)	$I_{yy}(m^4)$	$Y_{Gi}(m)$	$A_i \times Y_{Gi}^2(m^4)$	$I_{Yi}(m^4)$
1	13.81	21.42	295.810	4701.314	1.666	821.037	5522.351
2	3.96	21.42	42.412	36.949	5.236	1162.754	1199.703
						$I_Y(m^4)$	**6722.054**

- **Vérification de contrainte de cisaillement du radier : BAEL 91 (Art 5.2.2)**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_{max} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25$ MPa

On utilisant le logiciel ROBOT pour obtenir les contraintes de cisaillement :

- **Selon XX :**

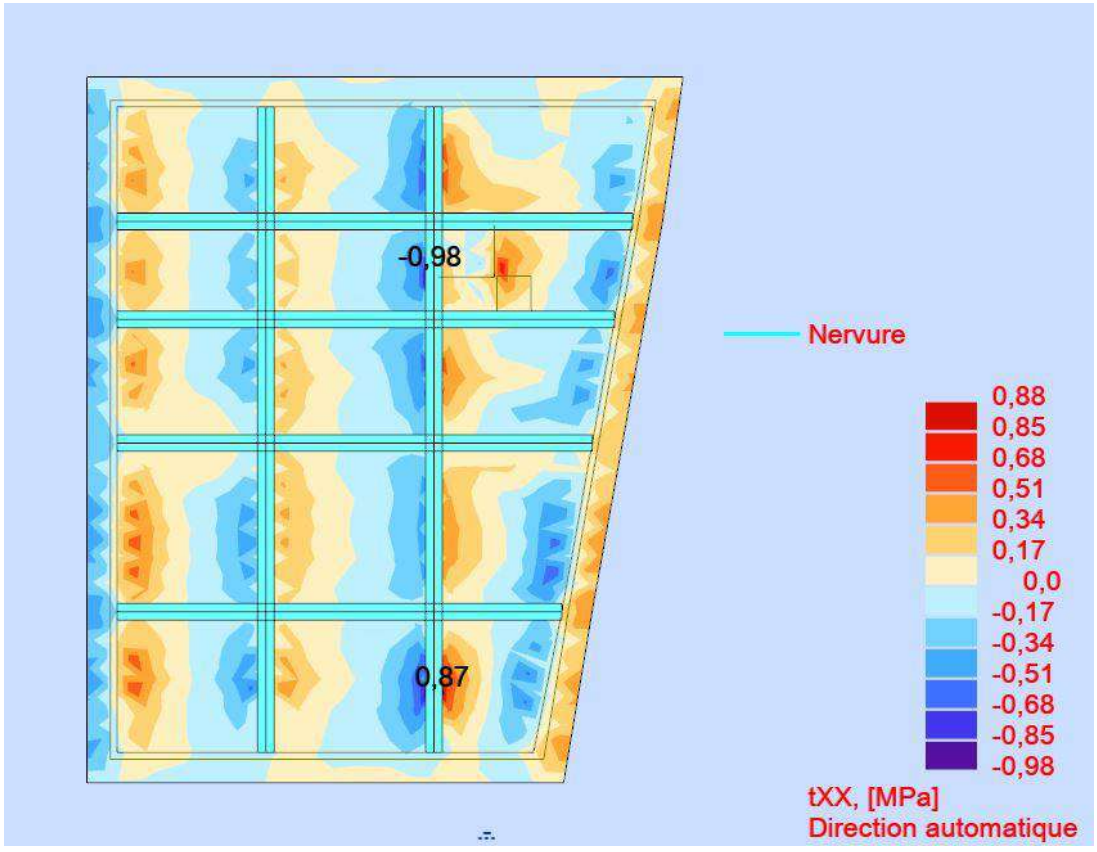


Figure VII.6 : Contrainte de cisaillement selon XX

$\tau_{X\,max} = 0.98\ MPa < \bar{\tau}_{max} = 1.25\ MPa \rightarrow$ Condition Vérifiée

- **Selon YY :**

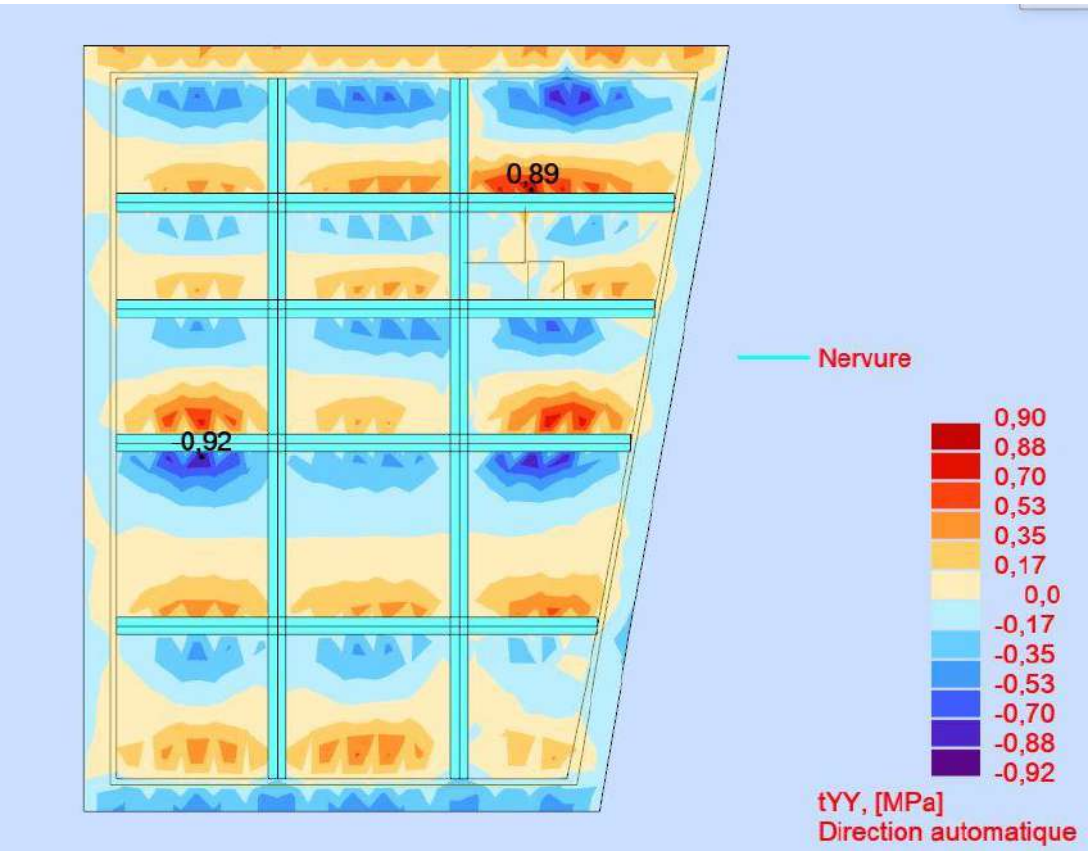


Figure VII.7 : Contrainte de cisaillement selon YY

$\tau_{Y\,max} = 0.92\ MPa < \bar{\tau}_{max} = 1.25\ MPa \rightarrow$ Condition Vérifiée

VII .2.2. Ferraillage de la dalle radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable. Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

- **Méthode de calcul :**

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x . q . L_x{}^2$
- Le sens de la grande portée :$M_y = \mu_y . M_x$
- Les valeurs desμ_x, μ_y sont en fonction de $(\alpha = L_x/L_y)$

- Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

· **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0.75.M_x$; $M_{ty} = 0.75.M_y$

· **Moment sur appuis** :

$M_{ax} = 0.5.M_x$; $M_{ay} = 0.5.M_y$

Le plus grand panneau est le panneau (6.58 x 3.25).

$\alpha = \frac{658}{325} = 0.49 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

– **Evaluation des charges et surcharges :**

Les valeurs des charges ultimes :

· **A ELU :**

Pour $\alpha = 0.49 \rightarrow \mu_x = 0.096$; $\mu_y = 0.25$

$q_u = \frac{N_u}{S}$ Avec $N_u = 108530.05$ KN

$q_u = \frac{108530.05}{417.616} = 259.88$ KN/m²

· **A ELS :**

Pour $\alpha = 0.49 \rightarrow \mu_x = 0.0993$; $\mu_y = 0.365$

$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S}$ Avec $N_{ser} = 70184.55$ KN

$q_{ser} = \frac{70184.545}{417.616} = 168.06$ KN/m²

– **Calcul du ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (6.58 x 3.25).

- **Détermination des efforts :**

- **Les efforts à L'ELU :**

Tableau.VII.7 : Calcul des sollicitations à ELU

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens X				Sens Y			
			μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
3.25	6.58	0.49	0.0993	263.518	197.639	131.759	0.25	65.880	49.410	32.940

- **Les efforts à L'ELS :**

Tableau.VII.8 : Calcul des sollicitations à ELS

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens X				Sens Y			
			μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} (KN.m)	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
3.25	6.58	0.49	0.096	170.413	125.810	85.207	0.365	62.201	46.651	31.101

- **Calcul des armatures à L'ELU :**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

- **Le ferraillage à L'ELU :**

Tableau.VII.9 : Ferraillage du radier à l'ELU

	dans le sens X-X		dans le sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M_{ts} (KN/m^2)	197.639	131.759	49.410	32.940
d (m)	0.99	0.99	0.99	0.99
μ	0.0022	0.0014	0.0011	0.0007
$\mu_l = 0,392 > \mu$	Oui	Oui	Oui	Oui
α	0.0027	0.0018	0.0014	0.0009
Z(m)	0.9799	0.989	0.9895	0.9895
A_s (cm²)	5.804	3.83	0.957	0.957
A_{smin} (cm²)	11.95	11.95	11.95	11.95
A_s adpt (cm²)	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39
St (cm)	20	20	20	20

- **Le ferraillage à L'ELS :**

Tableau.VII.10 : Ferraillage du radier à l'ELS

	dans le sens X-X		dans le sens Y-Y	
	Travée	**Appui**	**Travée**	**Appui**
$\mathbf{M_{ts}}$ $(\mathbf{KN/m^2})$	125.810	85.207	46.651	31.101
$\bar{\sigma}_{bc}$**(MPa)**	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$**(MPa)**	201,633	201,633	201,633	201,633
d (m)	0.99	0.99	0.99	0.99
X (m)	0.522	0.522	0.522	0.522
Z (m)	0.816	0.816	0.816	0.816
Z' (m)	0.623	0.623	0.623	0.623
$\bar{M}_1$ **(MN.m)**	3.195	3.195	3.195	3.195
A_s**(cm²)**	9.87	6.78	3.71	2.48
A_{smin}**(cm²)**	11.95	11.95	11.95	11.95
A_s **adpt(cm²)**	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39	2x5HA14 =15,39
St (cm)	20	20	20	20

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\middle|4MPa\right\}$$

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

$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 855$ KN/m

$\tau_u = 0.864$ MPA < 2.5MPa $\rightarrow$ Condition vérifiée

VII .2.3. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 100 cm, le calcul de ferraillage se fera pour une bande de largeur de 1m.

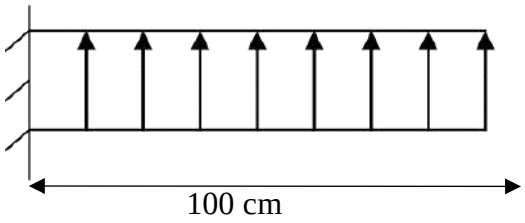


Figure VII.8 : Schéma statique de débord du radier

- **Ferraillage de débord :**

b = 100 cm
h = 110 cm
d = 0,9 h = 99 cm
L = 100 cm
$q_u = 259.88\ KN/m^2$
$q_{ser} = 168.06\ KN/m^2$

- **A l'ELU:**

$$q_u = 259.88\ KN/m^2$$

$$M_u = \frac{q_u . L^2}{2} = \frac{259.88 \times 1^2}{2} = 129.94\ KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{txu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{129.94 \times 10^3}{100 \times 99^2 \times 14.17} = 0.009$$

$$FeE400\ ; f_{c28} = 25\ MPa \rightarrow \mu_l = 0{,}392$$

$$\mu_l = 0{,}392 > \mu = 0.009 \rightarrow SSAC$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}}{0.8} = 0.012$$
$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.012) = 0.985$$

$$\mu = 0.009 \leq 0.186 \rightarrow oui$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3}$$
$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826MPa$$
$$A_s = \frac{M_{tux}}{Z \times \sigma_s} = \frac{129.94 \times 10^3}{98.5 \times 347.826} = 3.79cm^2$$

- **A l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = \frac{168.06 \times 1^2}{2} = 84.03\ KN.m$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$
$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e : \max(0.5.f_e, 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right\} = 201.633\ MPa$$

$$X = \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}.d$$
$$X = 0.522\ m$$
$$Z = d - \frac{X}{3}$$
$$Z = 0.816\ m$$
$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2}b.\overline{\sigma}_{bc}.X.Z = 3.195\ MN.m$$
$$\overline{M}_1 > M_{ser} \rightarrow SSAC$$

$$Z' = \min(Z; d - \frac{h}{3})$$
$$Z' = 0.623\ m$$
$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z' \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{84.03 \times 10^{-3}}{0.623 \times 201.633} \times 10^4$$
$$A_{ser} = 6.69\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$
$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 99 \times \frac{2.1}{400} = 11.95$$
Donc :
$$A_s = \max(A_{ser}; A_{min};\ A_{CNF}) = 11.95$$
On opte pour $\mathbf{2 \times 5HA14}$ avec $\mathbf{A_s = 15,39cm^2}$ c et $\mathbf{St = 20\ cm}$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\middle| 4MPa\right\}$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5\ MPa$$
$$V_u = q_u \times L = 259.88\ \ KN/m$$
$$\tau_u = 0.263\ MPA < 2.5MPa$$

- **Armatures de répartition :**

$A_t = \frac{A_s}{4} = 3{,}85\ cm^2$

Donc On prend :

2x 5 HA8 avec $\mathbf{A_t = 5{,}03 cm^2}$ et $\mathbf{St = 20\ cm}$

VII .2.4. Ferraillage des nervures (poutre de rigidité) :

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

A l'aide du même logiciel utilisée préalablement (ROBOT), On obtenue les sollicitations des calculs de la poutre la plus sollicitée

Tableau.VII.11 : Les sollicitations des calculs de la poutre la plus sollicitée

	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)	M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	M_{ACC} (KN. m)
Poutre principale	956.64	696.46	1148.27	-699.20	-507.23	-548.16
Poutre secondaire	922.49	670.18	783.43	-630.71	-457.02	-520.22

- **Récapitulation de ferraillage des sections :**

Le ferraillage est calculé par ROBOT EXPERT

Tableau.VII.12 : Ferraillage longitudinale total la poutre la plus sollicitée

		Amin		As Calculé		As adpt	
		BAEL	RPA	As1	As2	As inf	As sup
Poutre principale	**Travée**	6.57	54.45	28.2	0	14HA20=43.98	7HA20=21.99
	Appui	6.57	54.45	0	20.7	5HA20=15.71	5HA20 + 9HA20 =43.84
Poutre secondaire	**Travée**	6.57	54.45	26.1	0	14HA20=43.98	7HA20=21.99

	Appui	6.57	54.45	0	20.7	5HA20=15.71	5HA20 + 9HA20 =43.84

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

Tableau.VII.13 : Vérification de l'effort tranchant

	Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
	V_u(KN)	**τu (Mpa)**	**τu adm(Mpa)**	**Vérification**
Poutre Principale	842.15	1.547	2.500	**Vérifiée**
Poutre Secondaire	808.40	1.485	2.500	**Vérifiée**

- **Ferraillage transversale :**

Poutre Principale :

Tableau.VII.14 : Les armatures transversales (Poutres Principales)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
2	12
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
12	15
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
12	15
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

Poutre secondaire :

Tableau.VII.15 : Les armatures transversales (Poutres Secondaire)

Diamètre des armatures transversales	
Φ_t (cm) [diamètre max]	**Φ_t (mm) [diamètre choisi]**
2	12
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
12	15
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	**St (cm) Choisi**
12	15
Vérification At minimale (RPA)	
Vérifiée	

- **Vérification des contraintes à ELS :**

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

		M_{smax} (KN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	c (cm)	X (cm^2)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	σ_{st} (Mpa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
PP	**Travée**	507.23	65,97	15,71	2	41,632	4931275,581	4,282	Vérifier	88,512	Vérifiée
	Appui	696.46	59.55	15.71	2	39.995	4605341.343	6,048	Vérifier	133.85	Vérifiée
PS	**Travée**	43.54	65,97	15,71	2	41,632	4931275,581	3,858	Vérifier	79,751	Vérifiée
	Appui	92.66	59,55	15,71	2	39,995	4605341,343	5,820	Vérifier	128,798	Vérifiée

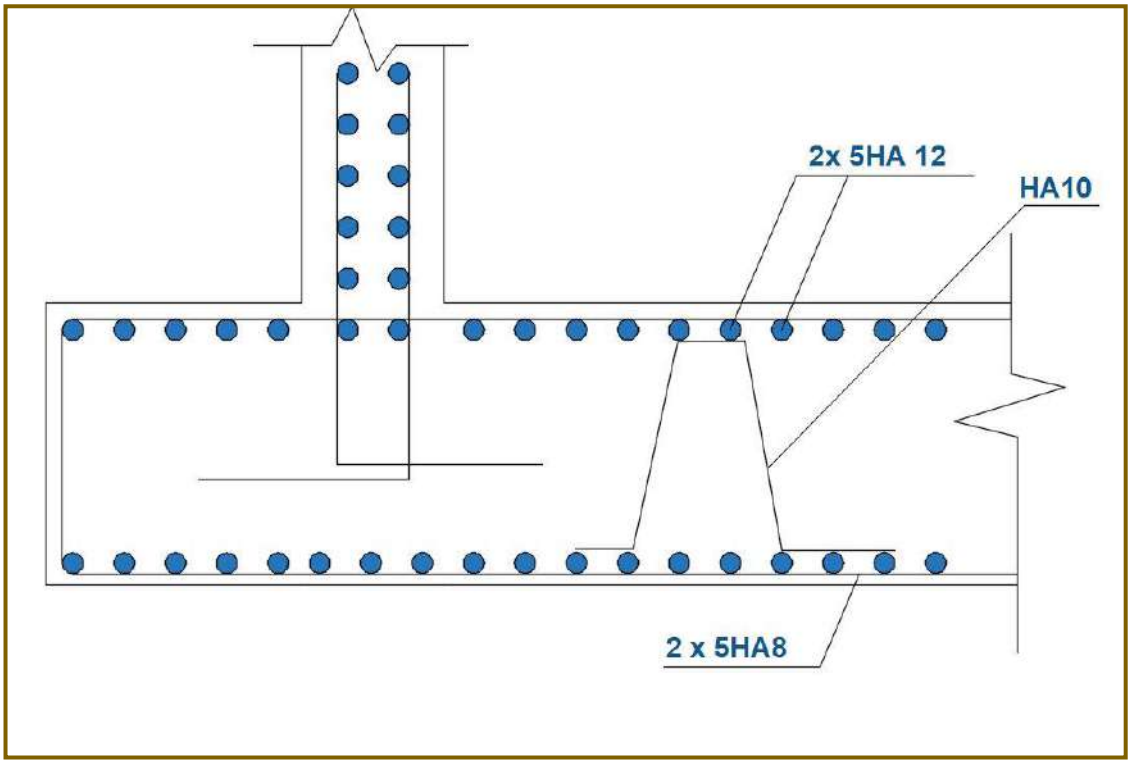


Figure VII.9 : Schéma du ferraillage du radier

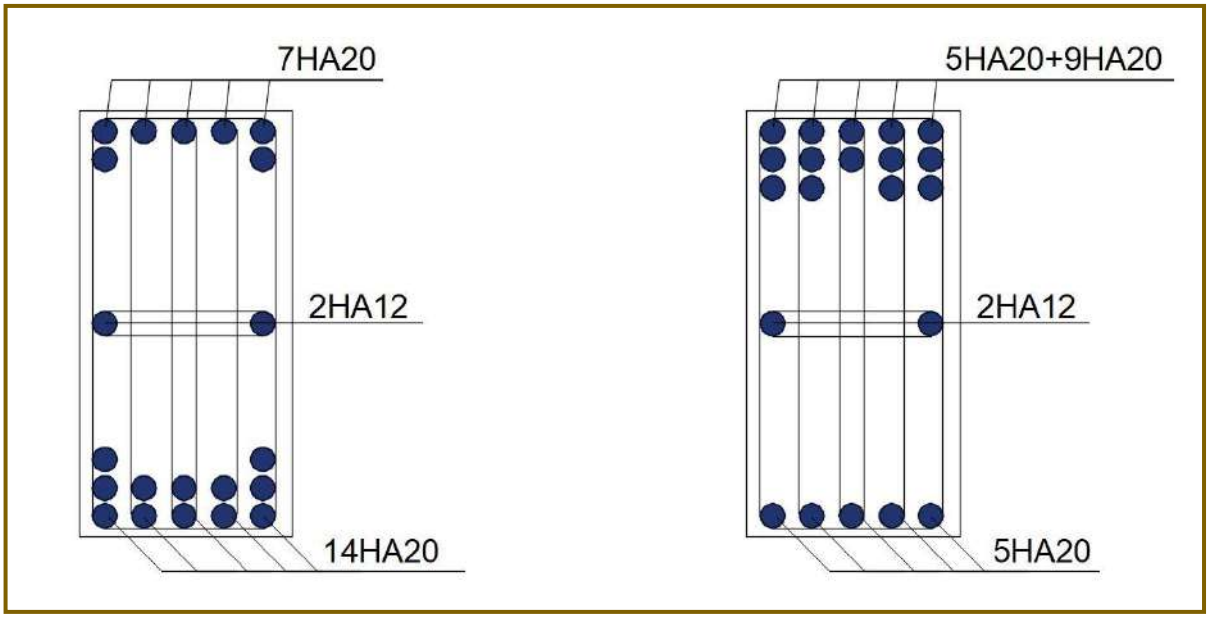


Figure VII.10 : Schéma du ferraillage des poutres principales de la nervure

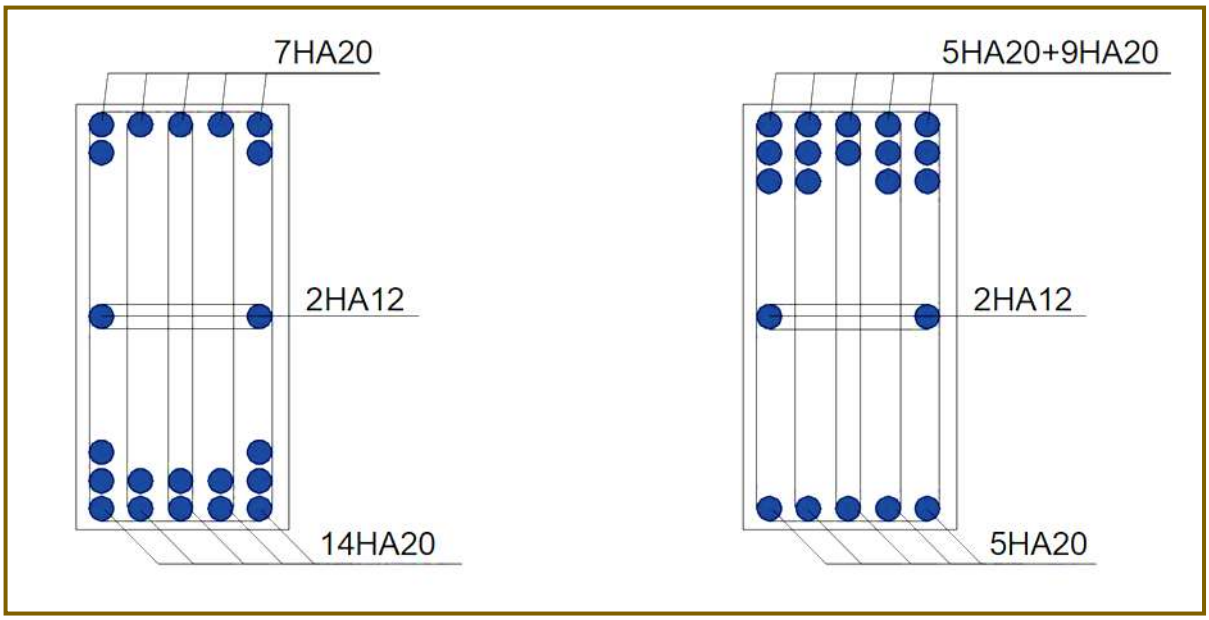


Figure VII.11 : Schéma du ferraillage des poutres secondaire de la nervure

CHAPITRE VIII

CONCLUSION

CONCLUSION

Au terme de ma mémoire de fin d'étude je tien à indiquer que ce modeste travail, m'a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle, d'améliorer mes connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certains méthodes. De ce fait, il constitue la première expérience dans mon métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, j'ai tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne me permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels j'ai été confrontée, il a fallu faire appel à mon bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

J'ai choisi le logiciel Robot à partir de ses multiples avantages comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique. Enfin, j'espère que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction

Enfin, j'espère avoir atteint mon objectif et me permettrai d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

📖-Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).

📖-Règles BAEL 91.

📖-Règles neige et vent. (RNVA2013).

📖-CBA 93.

📖-Cours de béton armé 4eme année. (ENSTP).

📖-Cours de mécanique des sols 4eme année. (ENSTP).

📖-Cours du béton armé (CHAP VIII : La flexion simple) « Centre universitaire de Béchar »

📖- Projets de fin d'études.

📖-DTR Charges permanentes et charges d'exploitation.

📖-DTR règles de calcul des fondations superficielles.

📖-Séminaire CGS : analyse dynamique des structures (Mr. Rafik TALEB)

📖-Live de "Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings"

📖-www.academia.edu/35414034/Poutres_et_planchers_continus_Méthode_de_caquot

📖-www.docplayer.fr/amp/19992868-Source-www-almohandiss-com.html?fbclid=IwAR2QbFFdhUjHPF55CMAFDi1AuWXbt55ElQ6AMy08I2mxQ3i9ifLCkVv4lC4

ANNEX A

ETUDE AU VENT AVEC RNV 99 ET RNV 2013

Dans cette partie on va de faire une comparaison entre Le RNV99 et le RNV2013

Selon le Règlement Neige et Vent R.N.V 99. Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Application du RNV 99 :

1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient est déterminé à l'aide des abaques

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque de la figure 3.1 RNV99

- Sens x, direction V1 : la lecture donnera pour h = 31.10 et b = 21.42 m : $C_d = 0{,}942$

- Sens y, direction V2 : la lecture donnera pour h = 31.10 et b = 17.77 m : $C_d = 0.948$

Avec :

h : la hauteur totale de la structure

b : la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction

2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99).

Pour une structure permanente : $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$

Les données relatives au site :

Site plat → coefficient de topographie Ct = 1 (tab 2.5 RNV 99)

- Zone du vent II : $q_{ref} = 435\ N/m^2$ (tab 2.3 RNV 99)
- Catégorie de terrain : (tab 2.4 RNV 99)
  - $K_T = 0.17$ (facteur de terrain)
  - $Z_0 = 0.01$ m (paramètre de rugosité)
  - $Z_{mín} = 2$ m (hauteur minimale)
  - C_r : coefficient de rugosité, calculé par les formules suivantes :

$$C_r(Z) = K_T \times \mathrm{Ln}\frac{Z}{Z_0} \qquad \text{pour} \qquad Z_{min} \leq Z \leq 200\mathrm{m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \mathrm{Ln}\frac{Z_{min}}{Z_0} \qquad \text{pour} \qquad Z \leq Z_{min}$$

Z : la hauteur considérée

Tableau .1: Valeurs de Cr et Ce et de la pression dynamique

Niveau	H_i (m)	Z (m)	C_T	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m^2)
RDC	3.9	1.95	1	0,900713952	1,883135227	819,1638238
1ér étage	3.4	5.6	1	1,075749253	2,437378067	1060,259459
2éme étage	3.4	9	1	1,15640711	2,713401864	1180,329811
3éme étage	3.4	12.4	1	1,210887332	2,907204056	1264,633764
4éme étage	3.4	15.8	1	1,252080621	3,057681822	1330,091593
5éme étage	3.4	19.2	1	1,285213679	3,181178479	1383,812638
6éme étage	3.4	22.6	1	1,312930416	3,286173471	1429,48546
7éme étage	3.4	26	1	1,336755343	3,377653706	1469,279362
8éme étage	3.4	29.4	1	1,357648026	3,458809314	1504,582052

3. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :

- **Parois verticales :**

- **Sens x**

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 99
b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1, b = 21.42 m
d : la dimension parallèle à la direction du vent V1, d = 17.77 m
e = min (b ; 2h) = min (21.42 ; 62.2) = 21.42 m
e > d la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

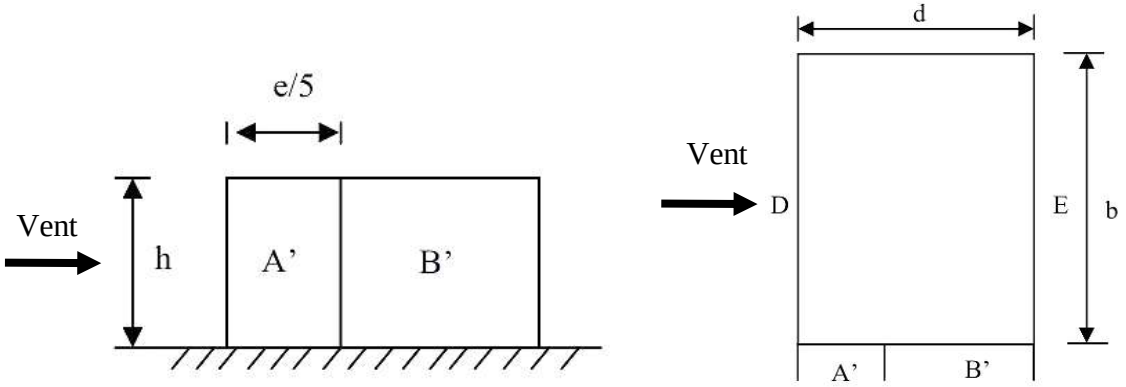


Figure 1 : Légende pour les parois verticales d < e

La surface de la paroi considérée S = 21.42x17.77= 380.633 m². Alors $C_{pe} = C_{pe.10}$

C_{pe} est donné par les tableaux ci-dessous :

Tableau.2 : Valeur de C_{pe} pour d < e

	AA'	BB'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

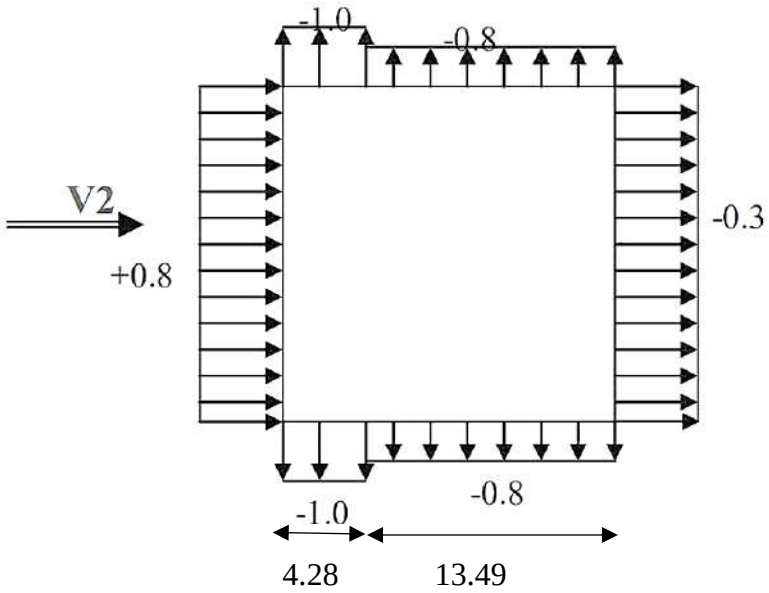


Figure 2 :C_{pe} pour les parois verticales d < e

- **Sens y :**

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2, b = 17.77 m
d : la dimension parallèle à la direction du vent V2, d = 21.42 m
e = min (b ; 2h) = min (17.77 ; 62.2) = 17.77 m
e < d la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

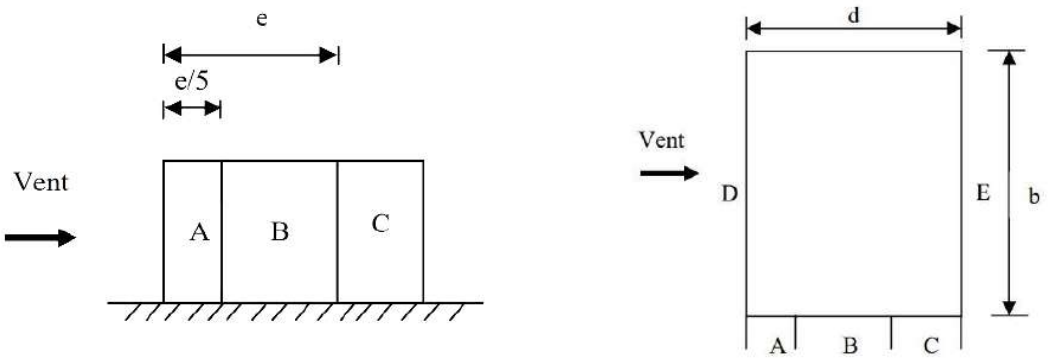


Figure 3 : Légende pour les parois verticales d > e

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a

Tableau.3 : Valeur de C_{pe} pour d > e

	AA'	BB'	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

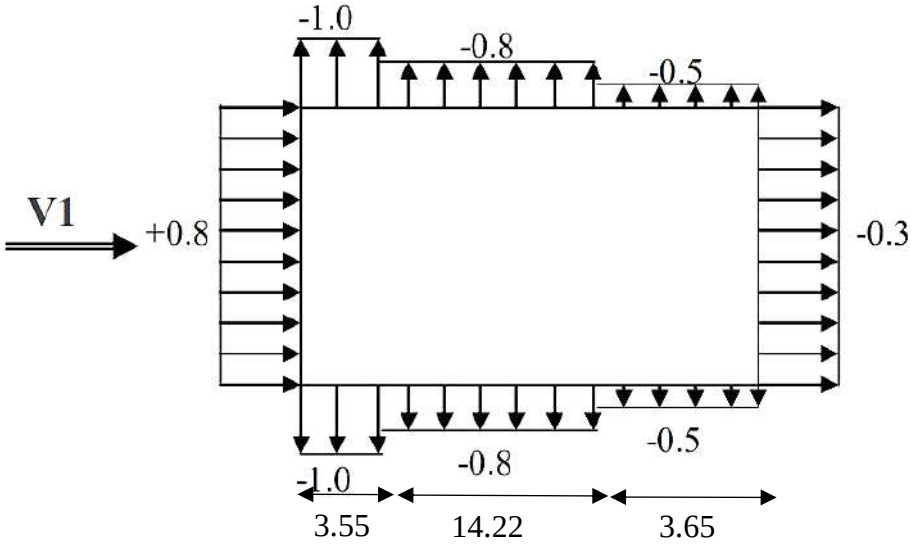


Figure 4 :C_{pe} pour les parois verticales d > e

- **Toiture plate :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après. Le coefficient Cpe.10 est donné dans le tableau 5.2 (RNV99).

e = Min [b ; 2h]

b: dimension du côté perpendiculaire au vent

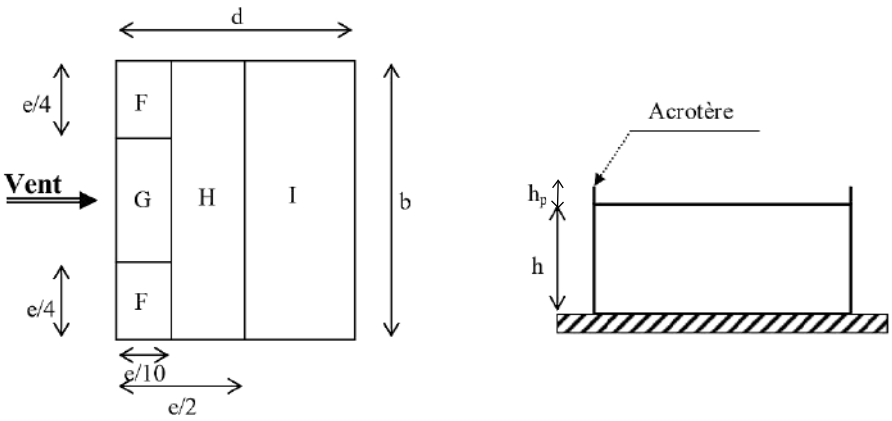


Figure 5 : Légende pour les toitures plates

Tableau.4: Coefficients de pression extérieure des toitures plates

		Zone			
		F	**G**	**H**	**I**
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotère	**$h_p/h=0.025$**	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
	$h_p/h=0.050$	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	$h_p/h=0.100$	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Dans notre cas hp/h = 1 / 32.9 = 0,032 m

	Zone			
	F	**G**	**H**	**I**
C_{pe}	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2

4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : C_{pi} = 0.8 et C_{pi} = -0.5 (art 2.2 RNV 99).

5. Détermination du coefficient de pression du vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a les deux tableaux suivants :

Pour C_{pi} = 0.8

Tableau. IV.5 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = 0.8

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.4	-2.2

G	0.8	-0.9	-1.7
H	0.8	-0.7	-1.5

Pour C_{pi}=-0.5

Tableau. IV.6 : Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = 0.5

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.4	-0.9
G	-0.5	-0.9	-0.4
H	-0.5	-0.7	-0.2

6. Détermination de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

- Cd : Coefficient dynamique.
- W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Zj relative à l'élément de surface j.
- W (z_j) : est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple : $z_j = 26\ m \rightarrow q_{dyn}(z_j) = 1469{,}279362\ N/m^2$

-Pour C_{pi} = 0.8 :

Tableau. 7: Calcul de pression due au vent pour C_{pi}=0.8 (sens X)

Zone	C_p	W_j	C_d	q_j
AA '	-1.8	-2644,702852	0,942	-2491,310086
BB'	-1.6	-2350,846979	0,942	-2214,497854
D	0	0	0,942	0

E	-1.1	-1616,207298	0,942	-1522,467275

Tableau. 8: Calcul de pression due au vent pour C_{pi}=0.8 (sens Y)

Zone	C_p	W_j	C_d	q_j
AA ‘	-1.8	-2644,702852	0,948	-2507,178303
BB’	-1.6	-2350,846979	0,948	-2228,602936
C	-1.3	-1910,063171	0,948	-1810,739886
D	0	0	0,948	0
E	-1.1	-1616,207298	0,948	-1532,164519

-Pour C_{pi} = 0.5 :

Tableau. IV.9 : Calcul de pression due au vent pour C_{pi}=-0.5 (sens X)

Zone	**C_p**	**W_j**	**C_d**	**q_j**
AA ‘	-0.5	-734,639681	0,942	-692,0305795
BB’	-0.3	-440,7838086	0,942	-415,2183477
D	1.3	1910,063171	0,942	1799,279507
E	0.2	293,8558724	0,942	276,8122318

Tableau. IV.10 : Calcul de pression due au vent pour C_{pi}=-0.5 (sens Y)

Zone	C_p	W_j	C_d	q_j
AA ‘	-0.5	-734,639681	0,948	-696,4384176
BB’	-0.3	-440,7838086	0,948	-417,8630506
C	0	0	0,948	0
D	1.3	1910,063171	0,948	1810,739886
E	0.2	293,8558724	0,948	278,575367

7. Détermination de la force de frottement :

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum \left(q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j} \right)$$

pas de force de frottement (Le calcule est faite dans le chapitre IV)

8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

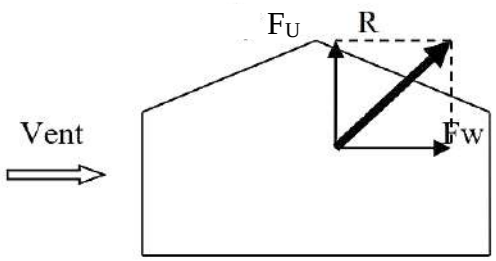


Figure 6 :La force résultante R

- F_W : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (Q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$$

- $\sum$: la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)
- Q_i : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j.
- S_i : A ire de l'élément de surface j.
- F_{frj}: Forces de frottement

L'ensemble des résultats est illustré dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Résultats de la force Résultant R pour = 0.8

Z_j	Zone	S(x) m²	S(y) m²	q_{dyn} (N/m²)	W_j	$q_j(x)$	$q_j(y)$	R_X (N)	R_Y (N)
1.95	-1.1	69.303	0	819,1638238	-901,080206	-848,817554	0	-58825,603	0
5.6	-1.1	60.418	0	1060,259459	-1166,28541	-1098,64085	0	-66377,683	0
9	-1.1	60.418	0	1180,329811	-1298,36279	-1223,05775	0	-73894,7031	0
12.4	-1.1	60.418	0	1264,633764	-1391,09714	-1310,41351	0	-79172,5632	0
15.8	-1.1	60.418	0	1330,091593	-1463,10075	-1378,24091	0	-83270,5592	0
19.2	-1.1	60.418	0	1383,812638	-1522,1939	-1433,90666	0	-86633,7723	0
22.6	-1.1	60.418	0	1429,48546	-1572,43401	-1481,23283	0	-89493,1253	0
26	-1.1	60.418	0	1469,279362	-1616,2073	-1522,46727	0	-91984,4278	0
29.4	-1.1	60.418	0	1504,582052	-1655,04026	-1559,04792	0	-94194,5574	0
32.1	-2.2	0	21.42	1530,053164	-3366,11696	0	-3191,07888	0	-68352,9096
	-1.7	0	21.42	1530,053164	-2601,09038	0	-2465,83368	0	-52818,1574
	-1.5	0	21.42	1530,053164	-2295,07975	0	-2175,7356	-0	-46604,2565
							La somme	**732847.02**	**167775.323**

$\mathbf{R_X = 732.847\ KN}$

$\mathbf{R_Y = 167.775\ KN}$

- **Comparaison avec RNVA2013 :**

$\mathbf{R_{X(1999)} = 732.847\ KN > F_{w.x(2013)} = 550,94\ KN}$

$\mathbf{R_{Y(1999)} = 167.775\ KN > F_{w.y(2013)} = 537,28\ KN}$

➢ **Conclusion :**

- **Dans le sens X :** La force de pression haurizontale de la résultante R dans le RNV99 est plus grand de **25%** par apport à la résultente de pression du RNVA 2013

- **Dans le sens Y :** La force de soulèvement résultante dans le RNV2013 est **68%** plus important que pour le RNV99

- **RNV2013 :**

  ¬ Les force de soulèvement et de pression latérale sont sensiblement égales

  ¬ Dans le nouveau règlement les forces de pression latérale sont sous-estimé de **25%** tandis que les forces de soulèvement sont majorées jusqu'à **70%** de plus par apport à l'ancien règlement.

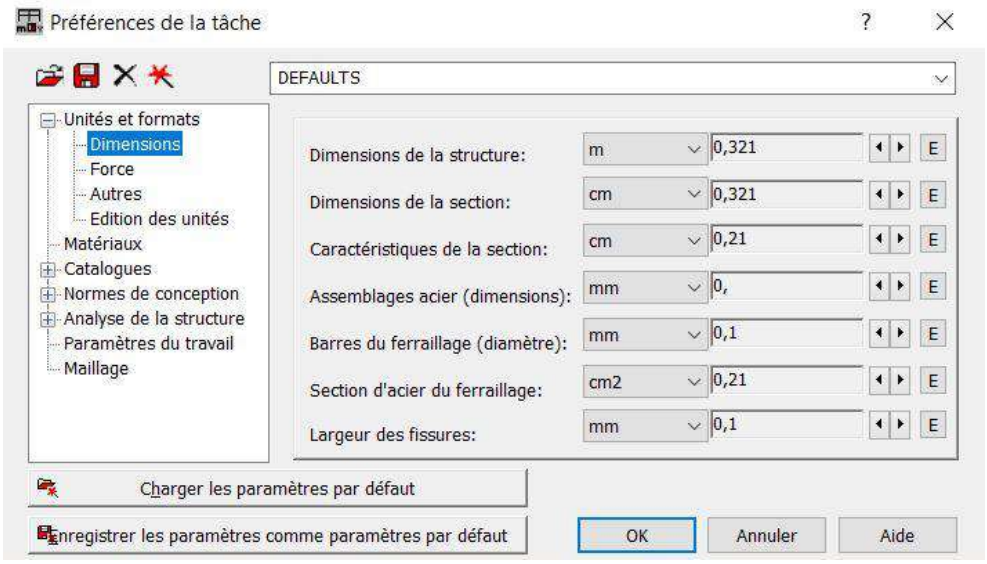
ANNEX B

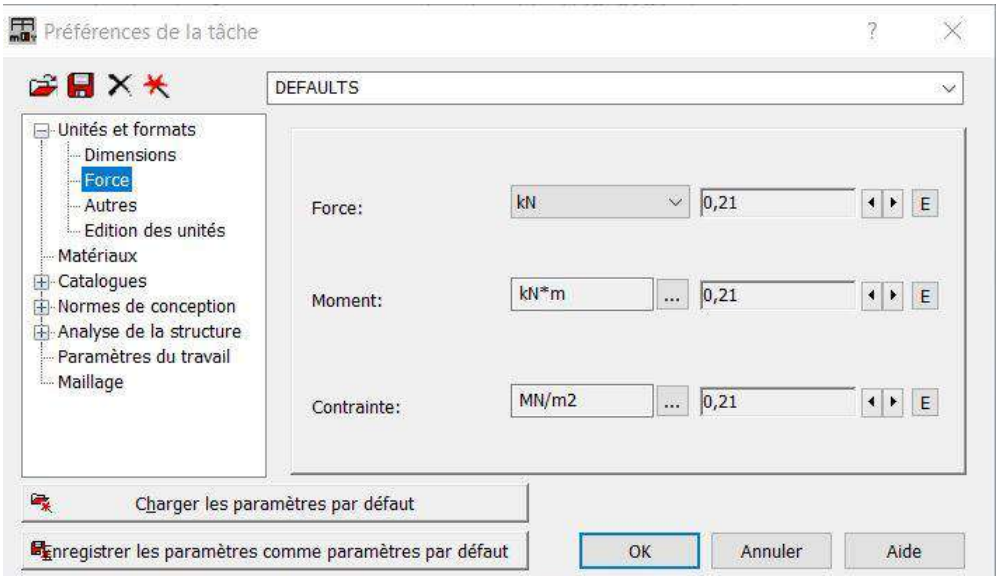
MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

- **ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2021 :**

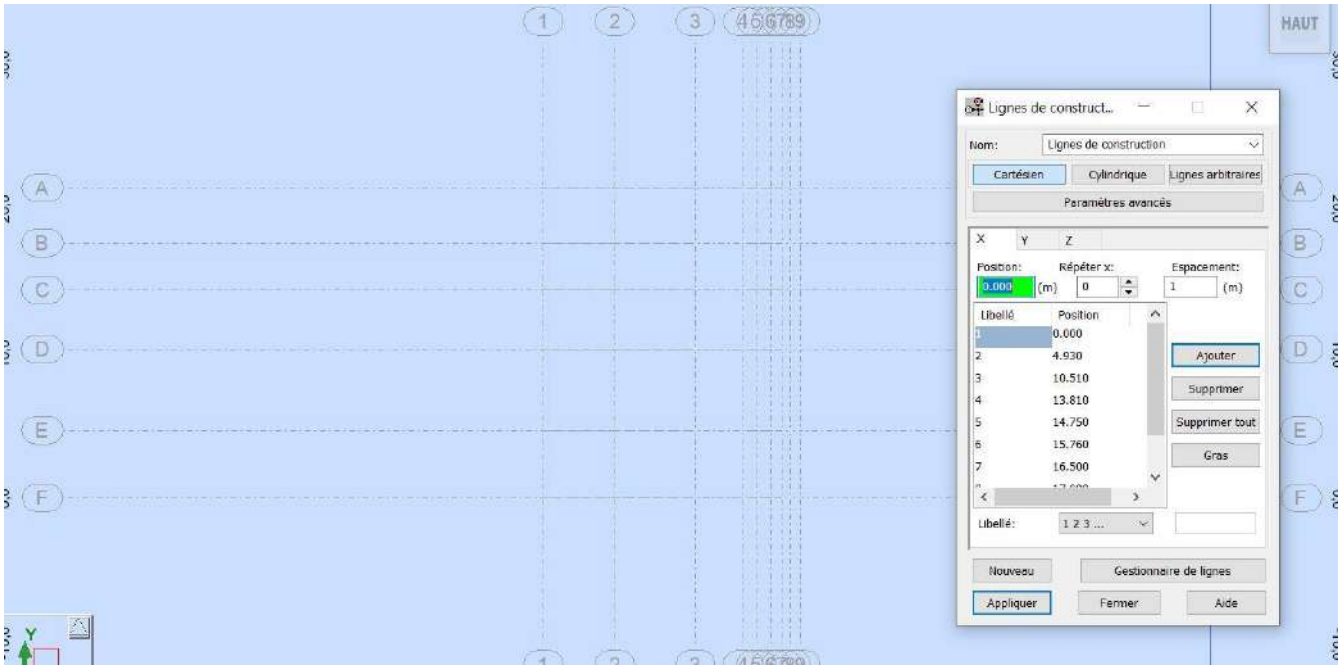
Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

¬ **Les unités utilisées :**

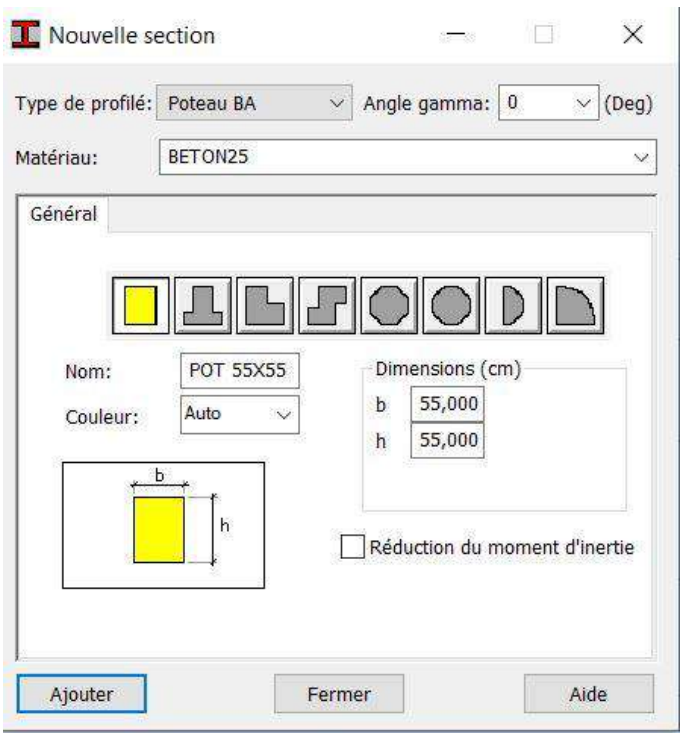


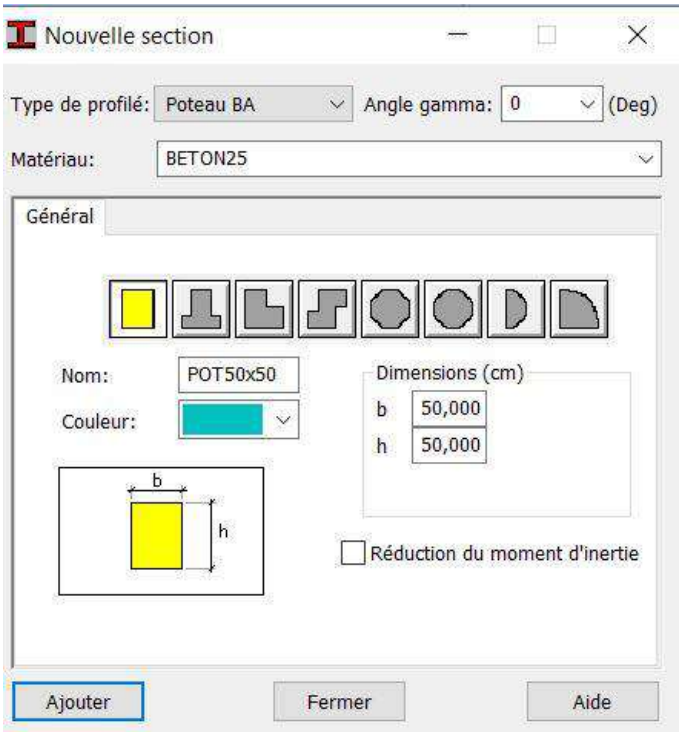


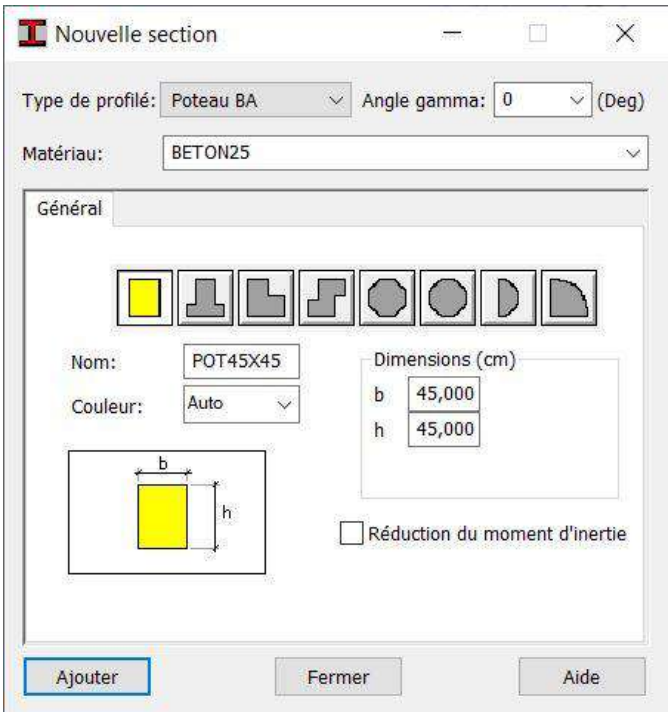
- **Les lignes de construction :**

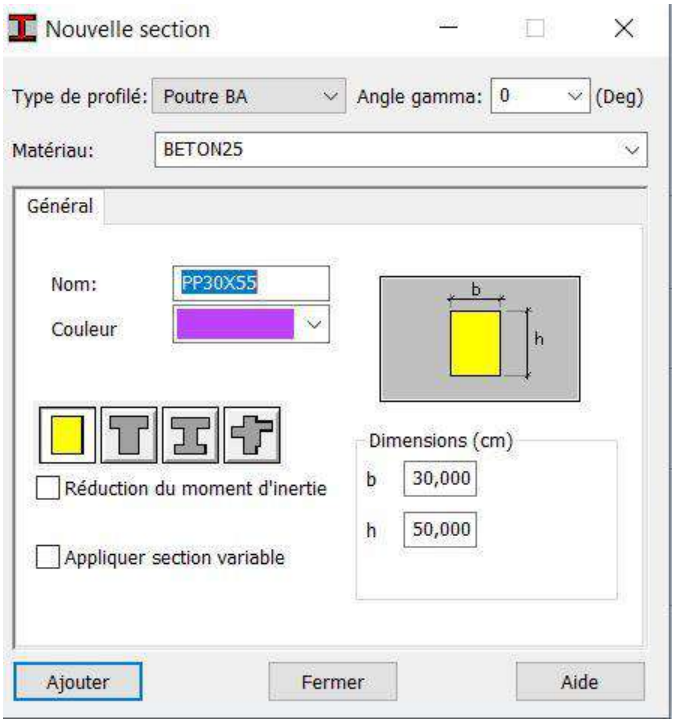


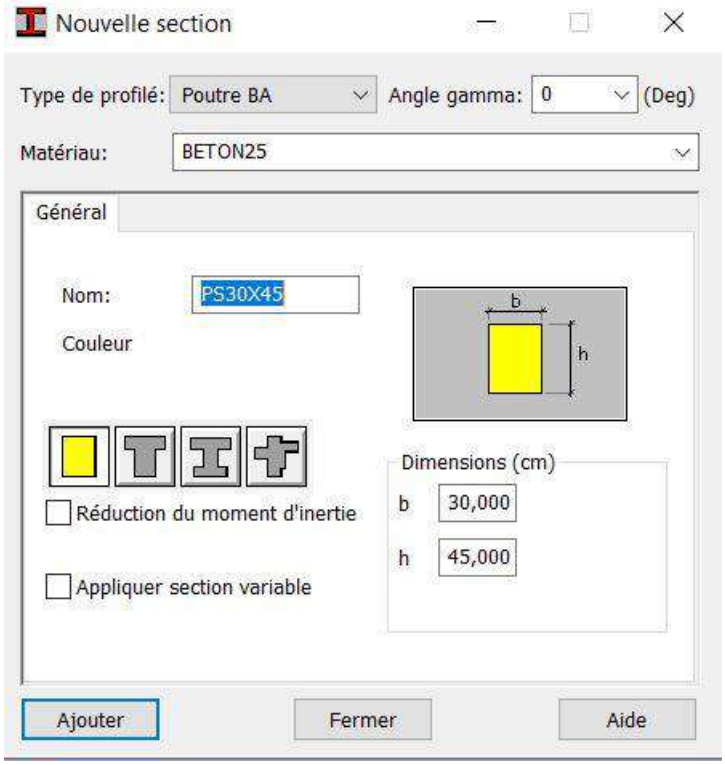
- **Profilée de barres :**



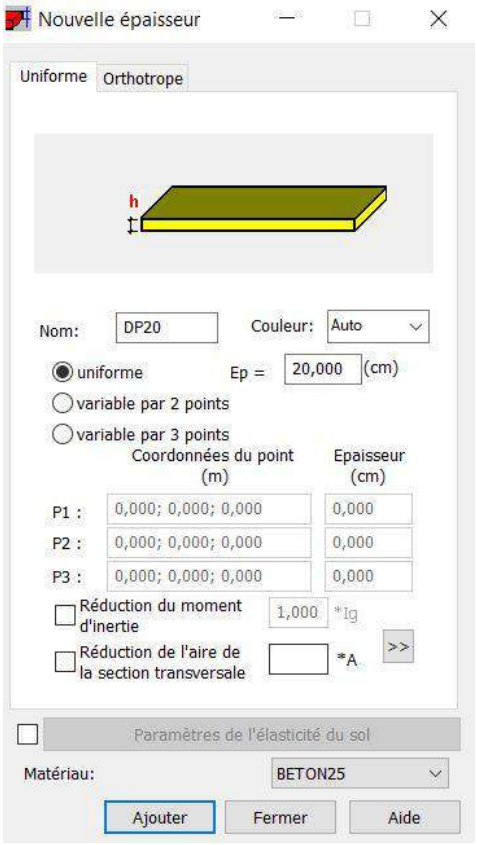


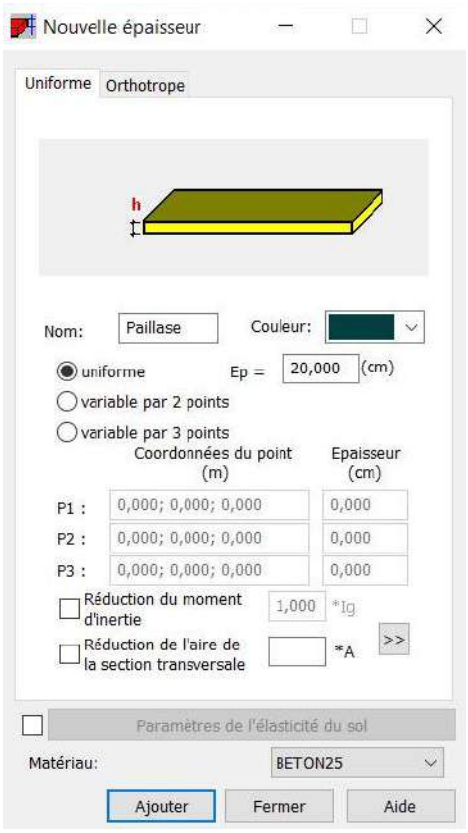

Nouvelle section
Type de profilé: Poteau BA
Angle gamma: 0 (Deg)
Matériau: BETON25
Général
Nom: POT45X45
Couleur: Auto
Dimensions (cm)
b 45,000
h 45,000
b
h
Réduction du moment d'inertie
Ajouter
Fermer
Aide

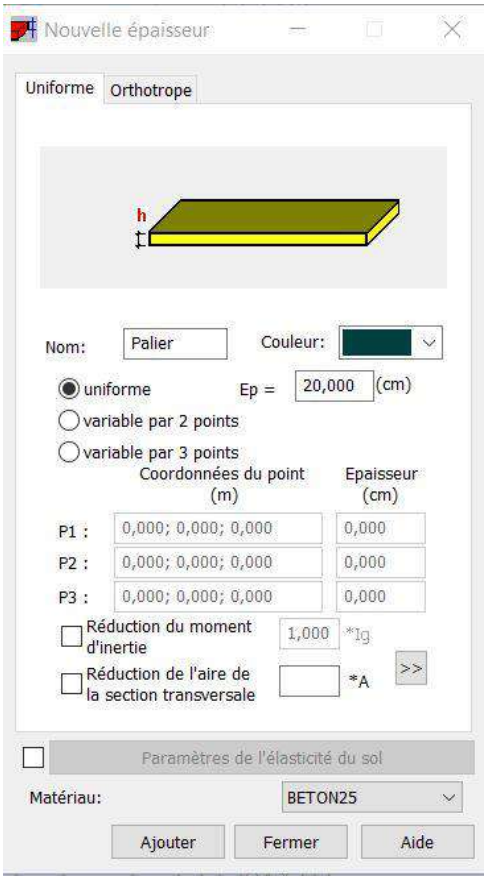

Nouvelle section
Type de profilé: Poutre BA
Angle gamma: 0 (Deg)
Matériau: BETON25
Général
Nom: PP30X55
Couleur
b
h
Réduction du moment d'inertie
Appliquer section variable
Dimensions (cm)
b 30,000
h 50,000
Ajouter
Fermer
Aide

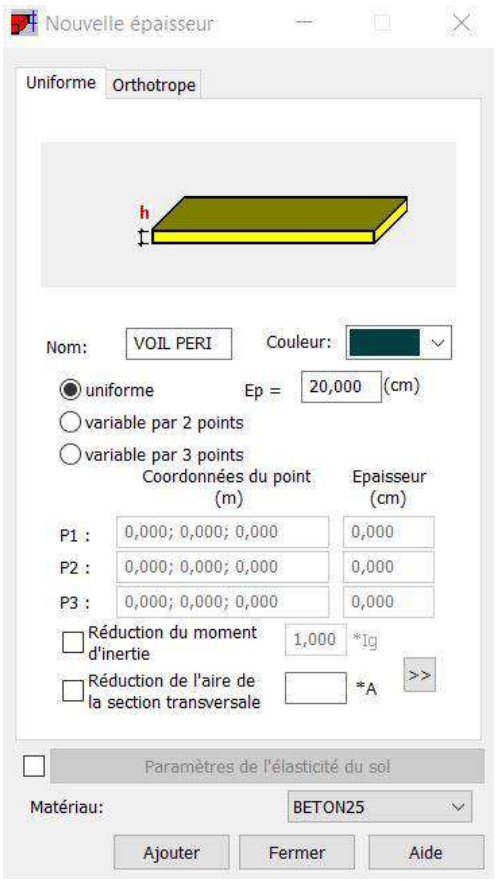

Nouvelle section
Type de profilé: Poutre BA
Angle gamma: 0 (Deg)
Matériau: BETON25
Général
Nom: PS30X45
Couleur
b
h
Réduction du moment d'inertie
Appliquer section variable
Dimensions (cm)
b 30,000
h 45,000
Ajouter
Fermer
Aide

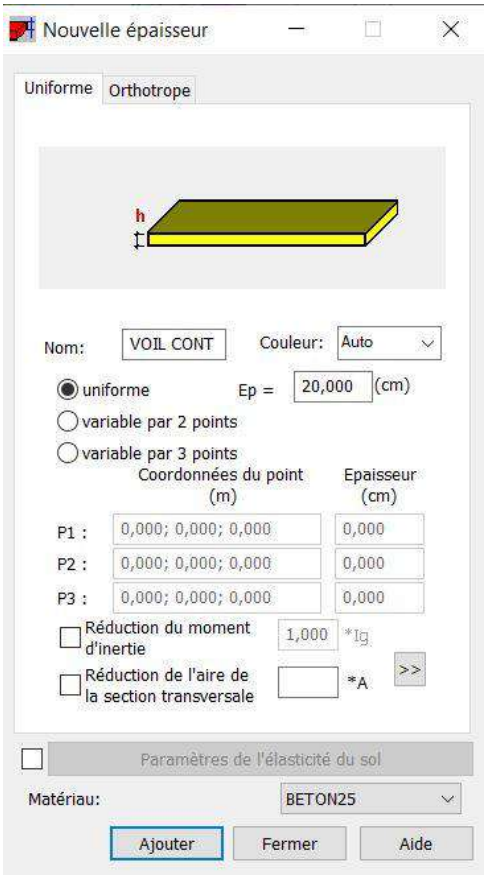
- **Panneau :**


Nouvelle épaisseur
Uniforme
Orthotrope
h
Nom: DP20
Couleur: Auto
uniforme
Ep = 20,000 (cm)
variable par 2 points
variable par 3 points
Coordonnées du point (m)
Epaisseur (cm)
P1 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P2 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P3 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
Réduction du moment d'inertie 1,000 *Ig
Réduction de l'aire de la section transversale *A
>>
Paramètres de l'élasticité du sol
Matériau: BETON25
Ajouter
Fermer
Aide

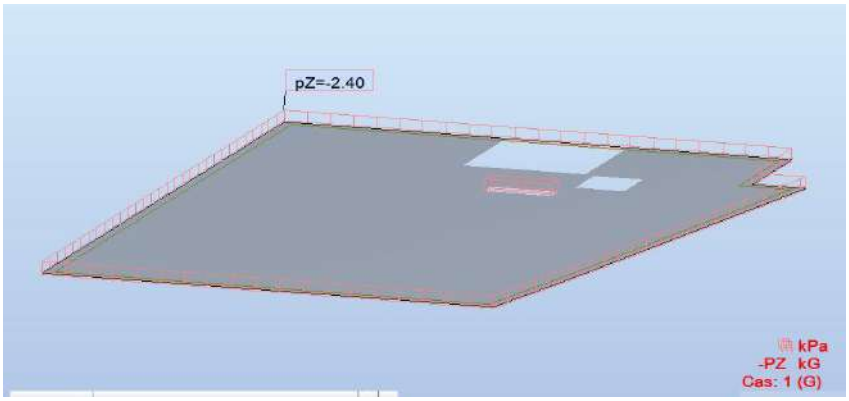

Nouvelle épaisseur
Uniforme
Orthotrope
h
Nom: Paillase
Couleur:
uniforme
Ep = 20,000 (cm)
variable par 2 points
variable par 3 points
Coordonnées du point (m)
Epaisseur (cm)
P1 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P2 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P3 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
Réduction du moment d'inertie 1,000 *Ig
Réduction de l'aire de la section transversale *A
>>
Paramètres de l'élasticité du sol
Matériau: BETON25
Ajouter
Fermer
Aide

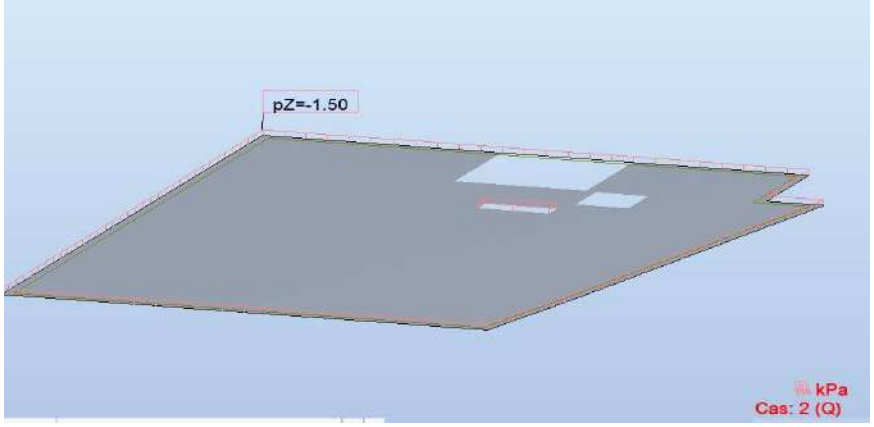

Nouvelle épaisseur
Uniforme
Orthotrope
h
Nom: Palier
Couleur:
uniforme
Ep = 20,000 (cm)
variable par 2 points
variable par 3 points
Coordonnées du point (m)
Epaisseur (cm)
P1 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P2 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
P3 : 0,000; 0,000; 0,000 0,000
Réduction du moment d'inertie 1,000 *Ig
Réduction de l'aire de la section transversale *A
>>
Paramètres de l'élasticité du sol
Matériau: BETON25
Ajouter
Fermer
Aide

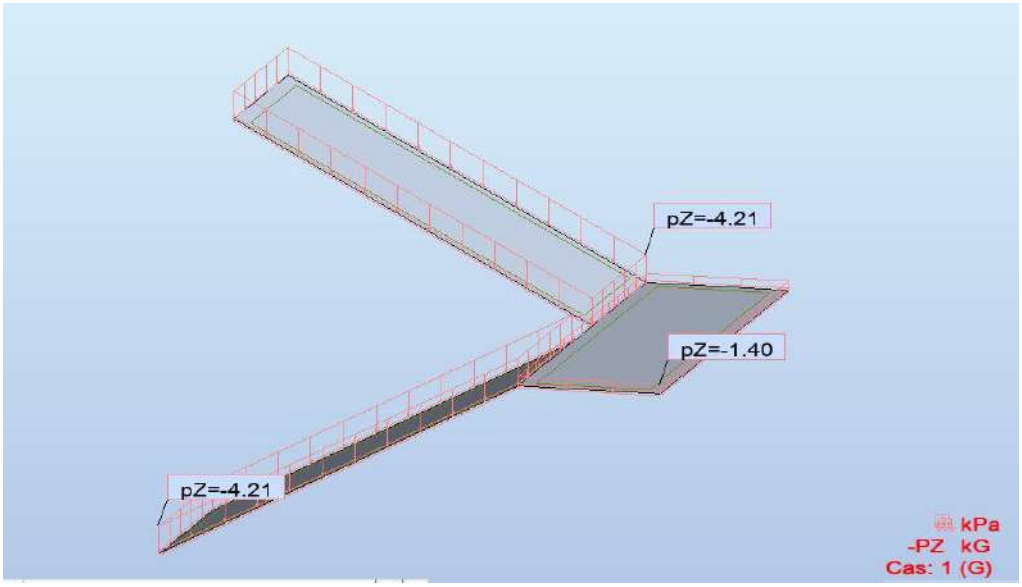


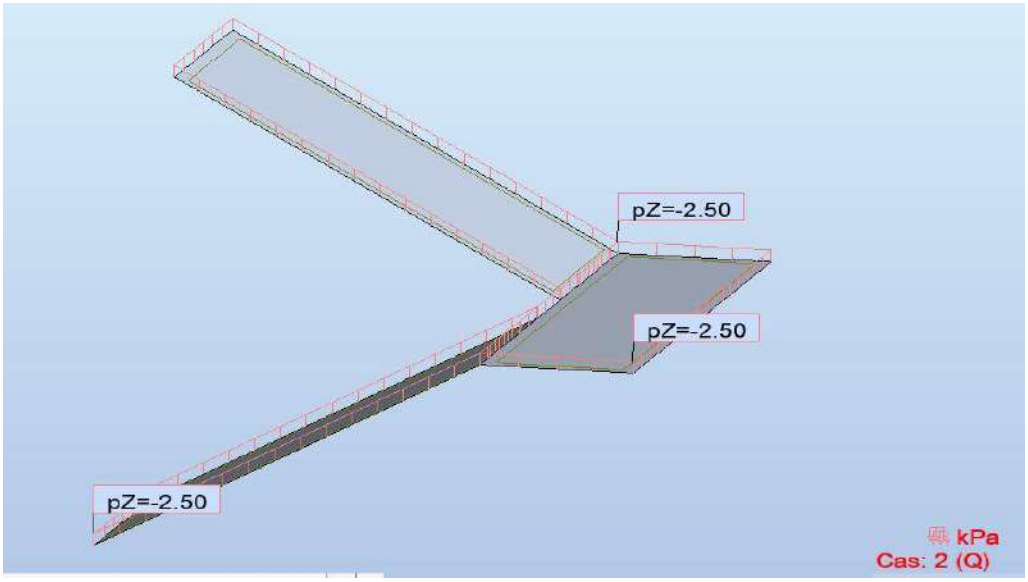


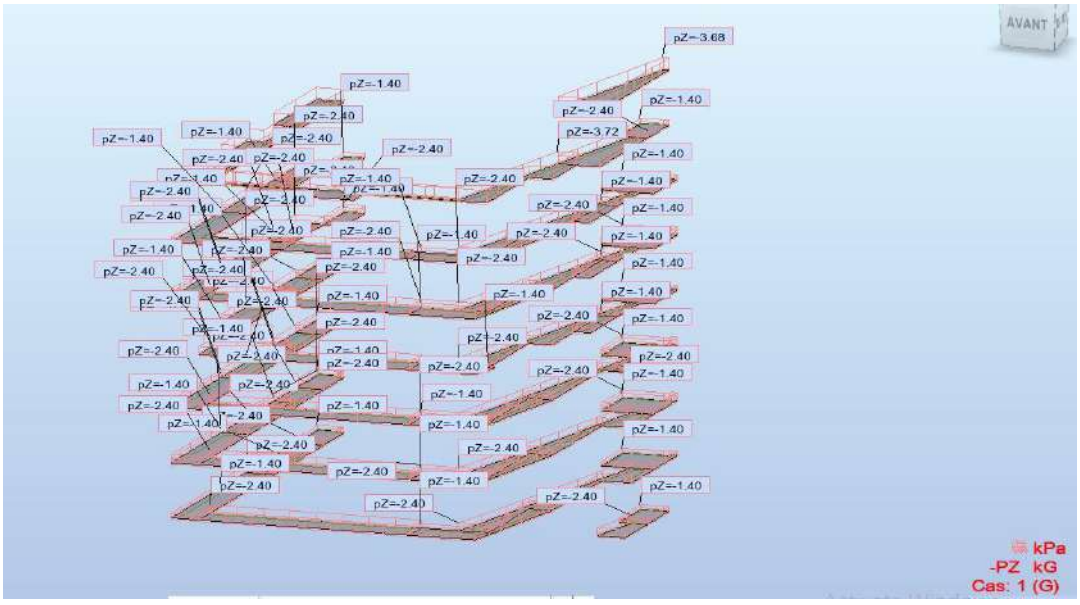
- **Les charges permanentes et les charges d'exploitations :**

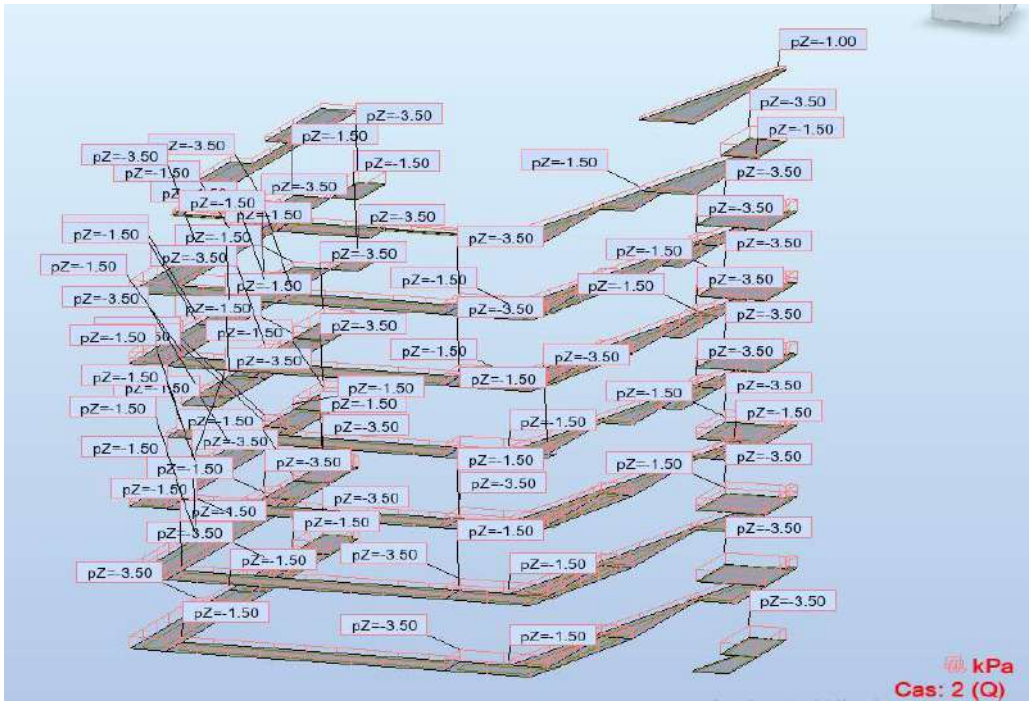




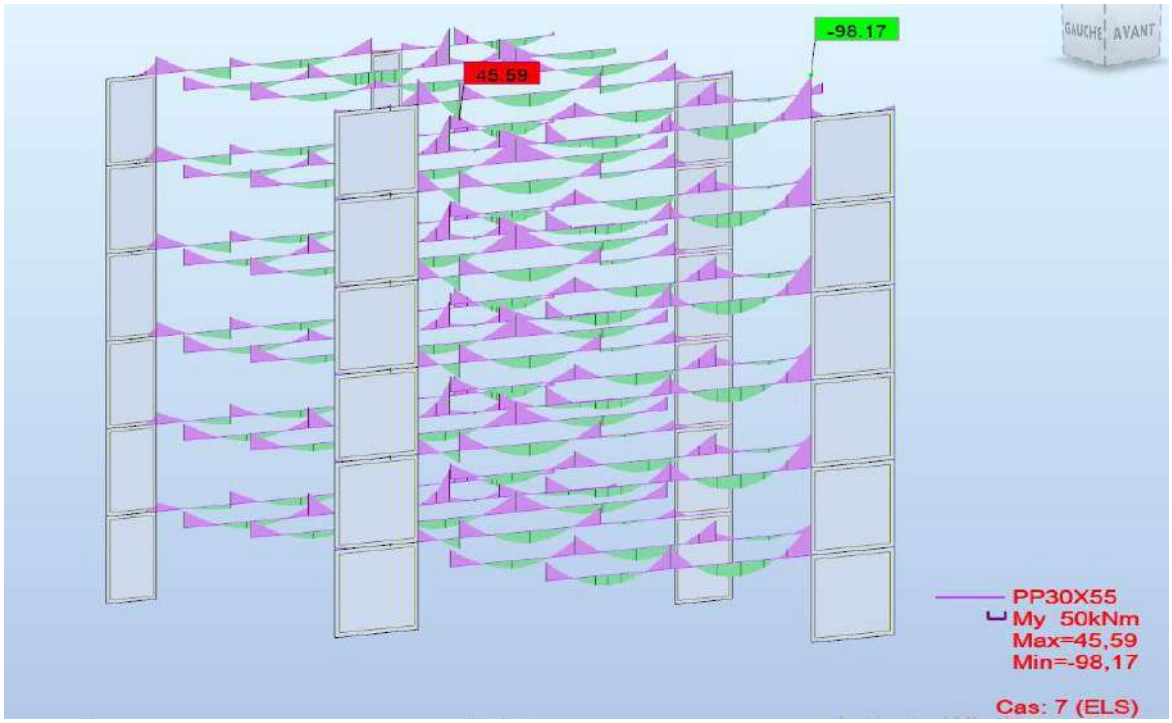

pZ=-4.21
pZ=-1.40
pZ=-4.21
kPa
-PZ kG
Cas: 1 (G)

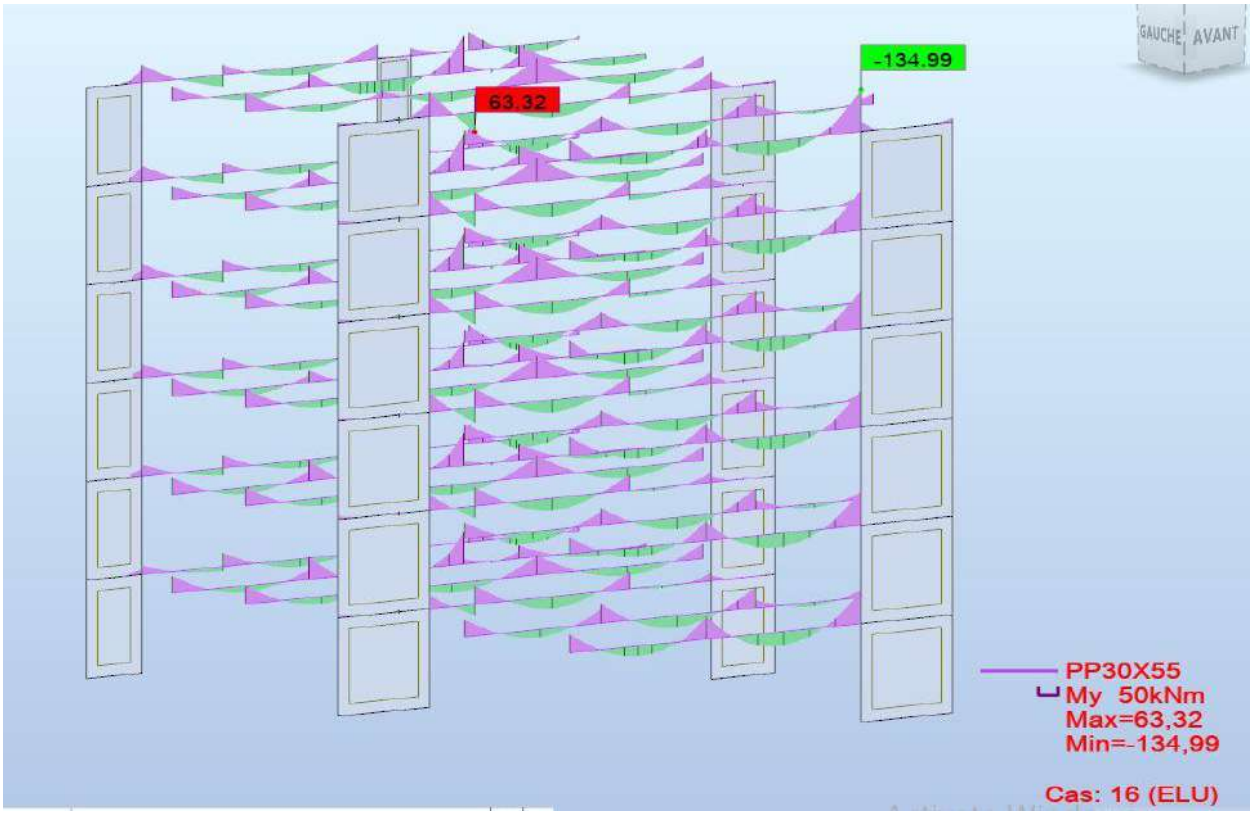

pZ=-2.50
pZ=-2.50
pZ=-2.50
kPa
Cas: 2 (Q)

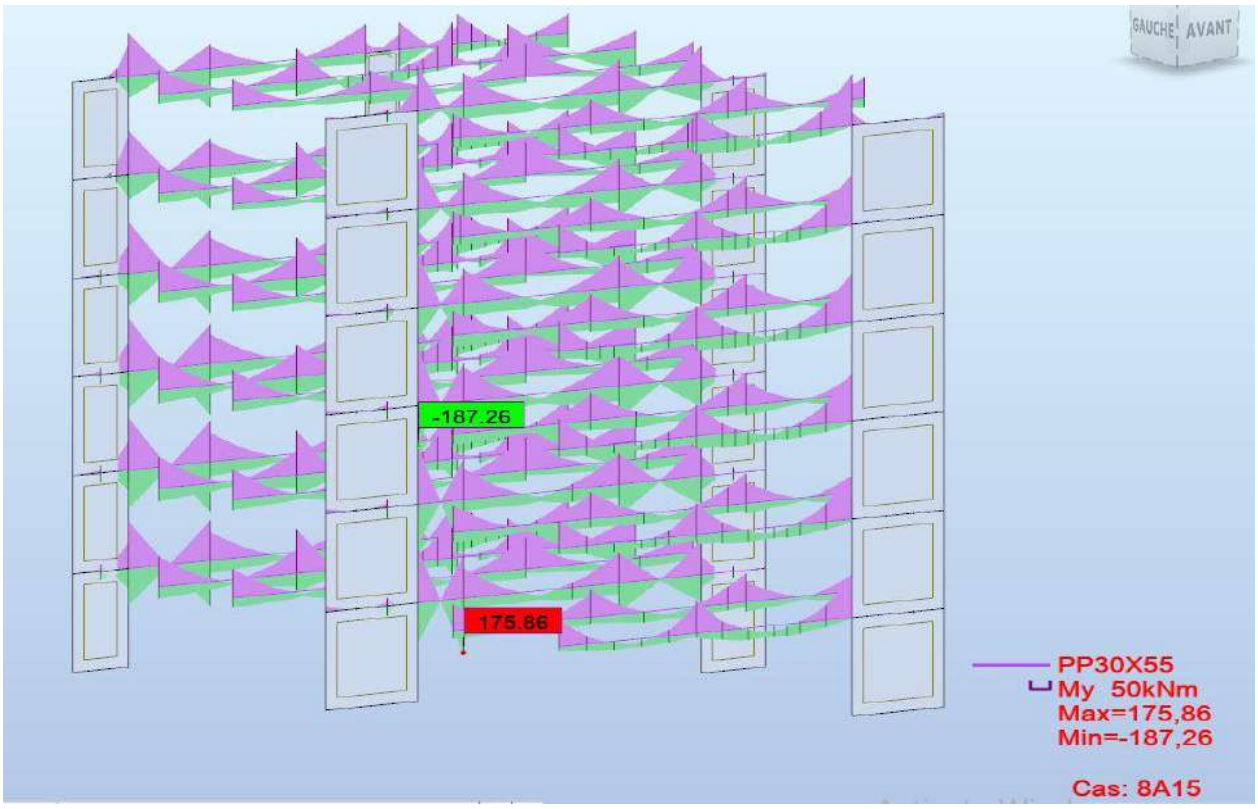

AVANT
kPa
-PZ kG
Cas: 1 (G)



- **Sollicitations des calculs :**

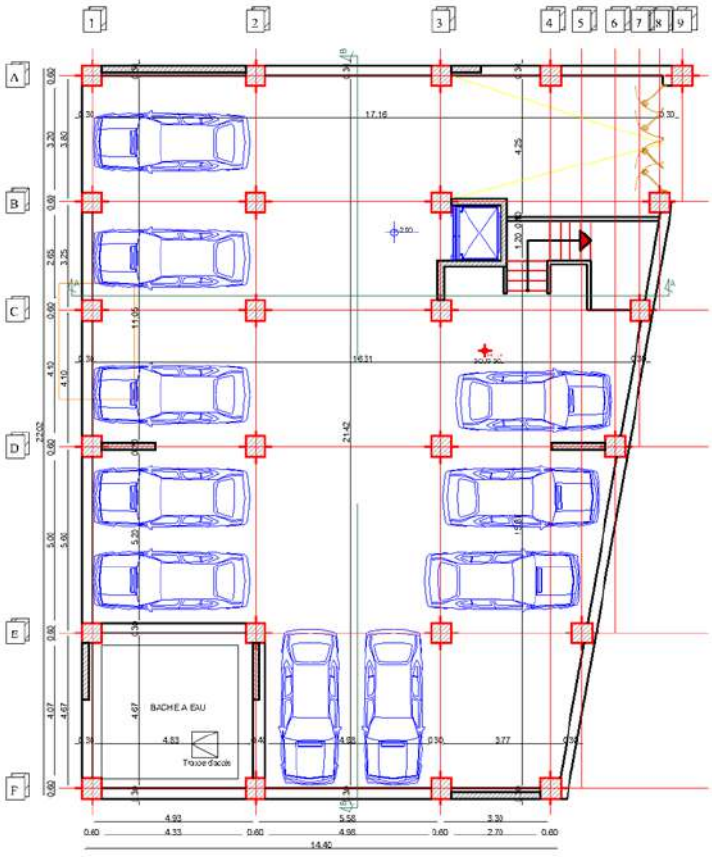



GAUCHE
AVANT
-134.99
63.32
PP30X55
My 50kNm
Max=63,32
Min=-134,99
Cas: 16 (ELU)

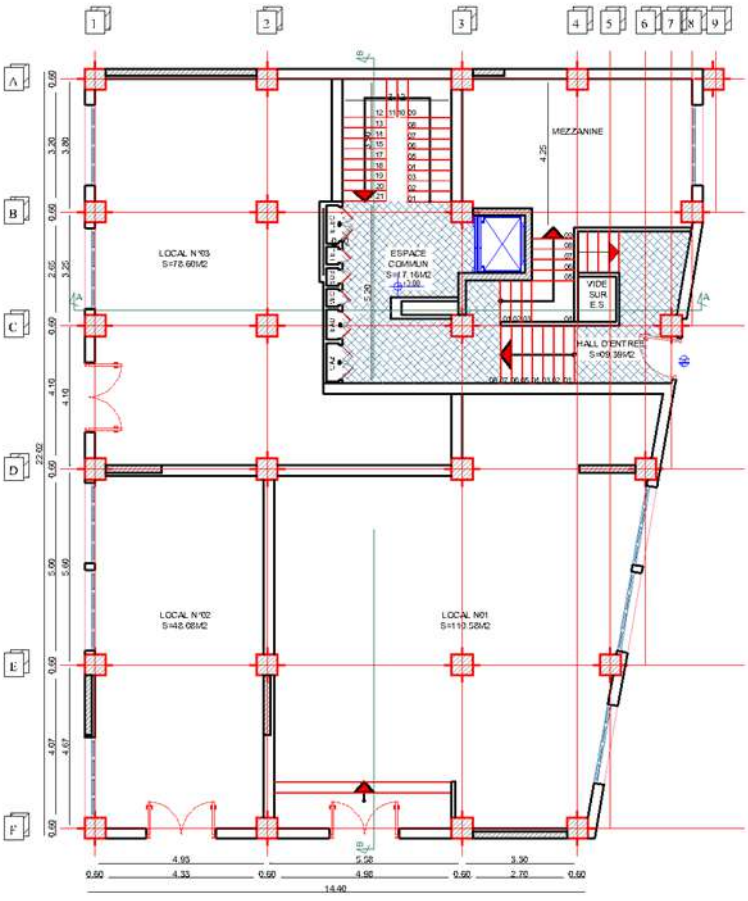

GAUCHE
AVANT
-187.26
175.86
PP30X55
My 50kNm
Max=175,86
Min=-187,26
Cas: 8A15

ANNEX C

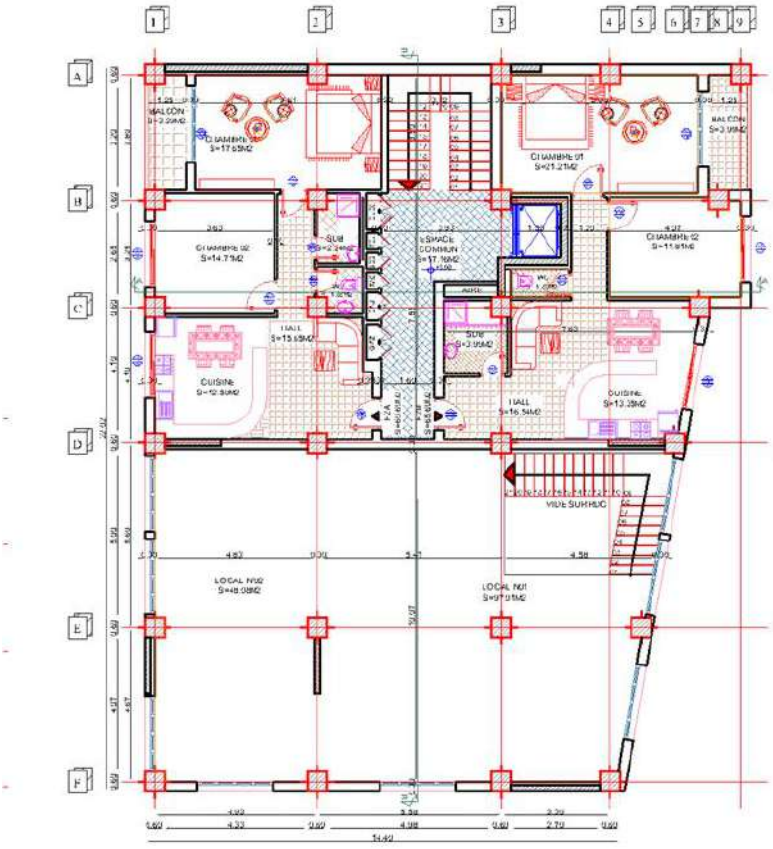
LES PLANS DU BATIMENT



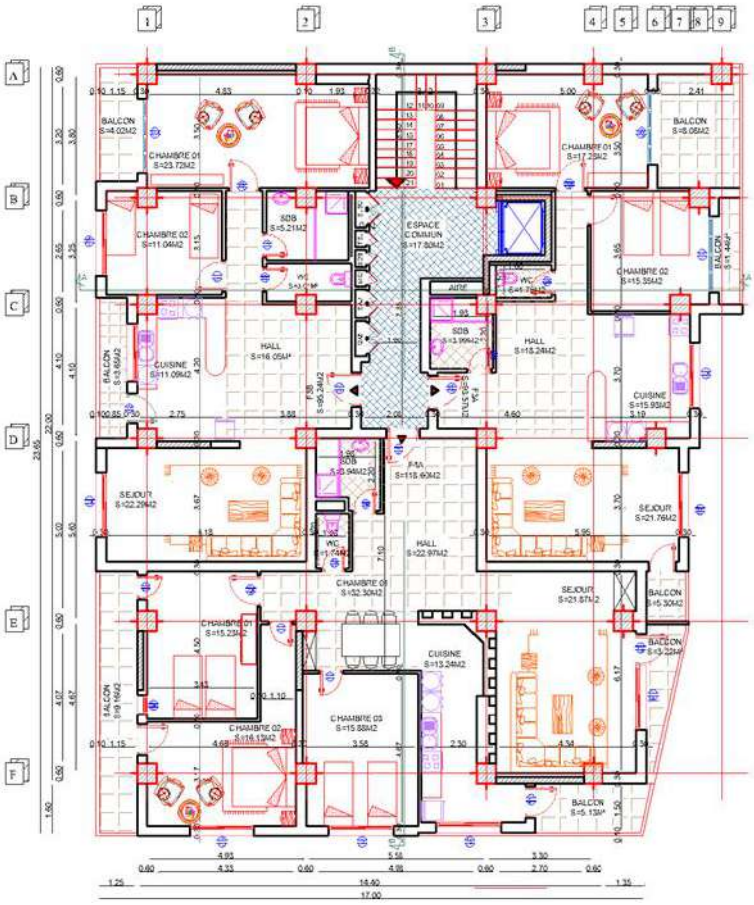
PLAN D'ENTRE SOL



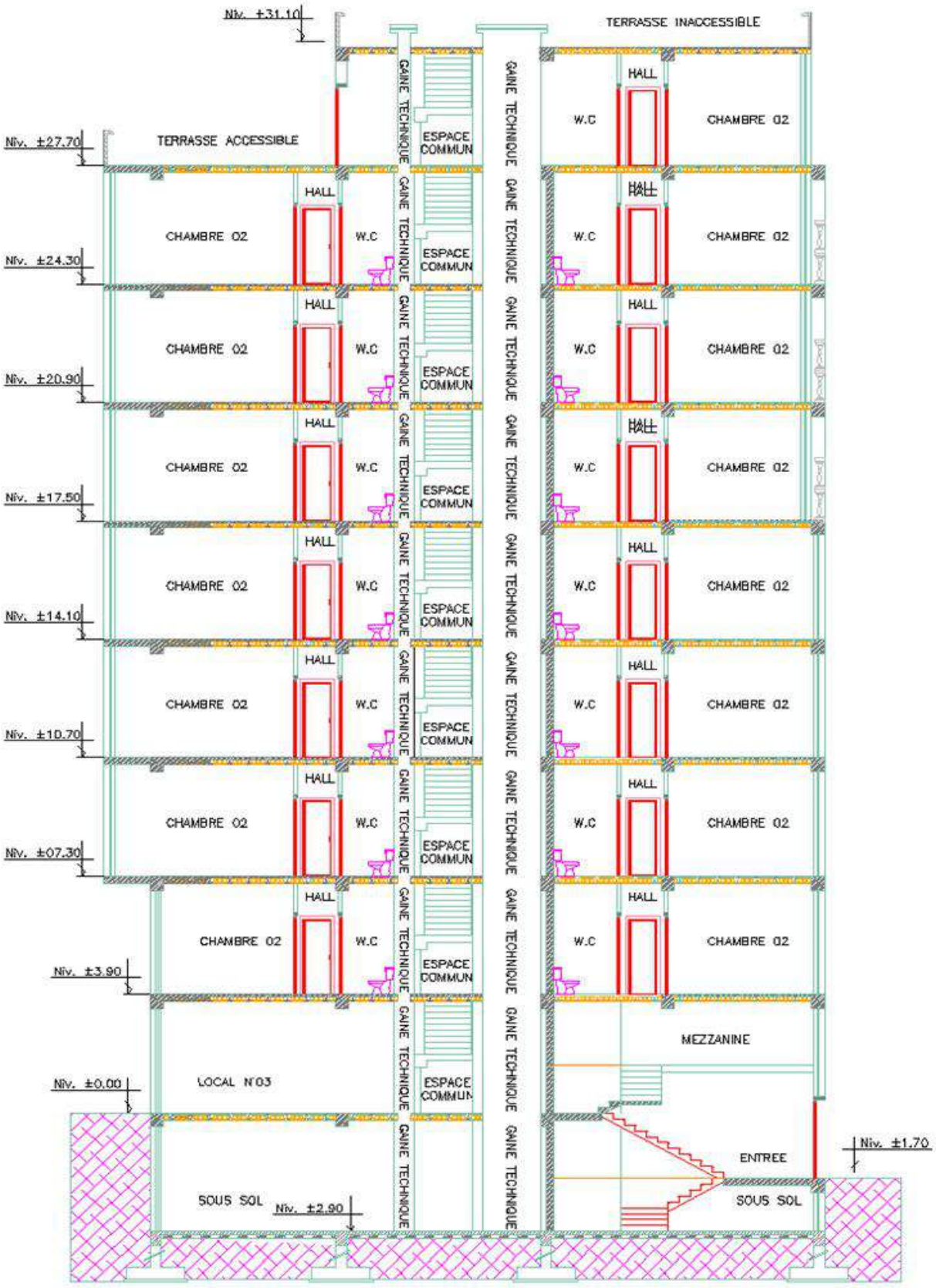
PLAN REZ DE CHAUSSEE



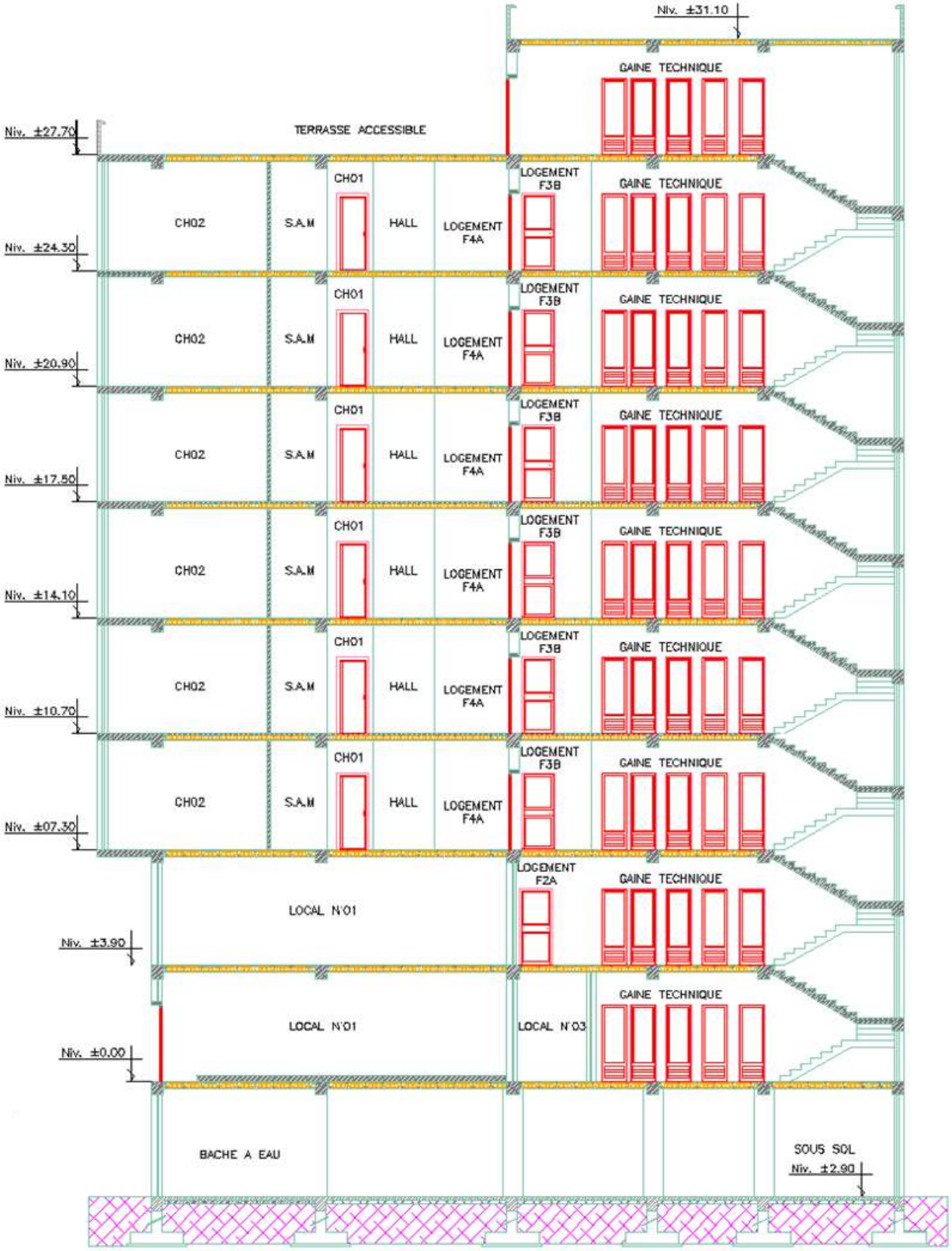
PLAN 1ER ETAGE



PLAN ETAGE COURANT


Niv. +31.10
TERRASSE INACCESSIBLE
Niv. +27.70
TERRASSE ACCESSIBLE
Niv. +24.30
Niv. +20.90
Niv. +17.50
Niv. +14.10
Niv. +10.70
Niv. +07.30
Niv. +3.90
Niv. ±0.00
Niv. -2.90
HALL
W.C
CHAMBRE 02
ESPACE COMMUN
GAINE TECHNIQUE
LOCAL N°03
MEZZANINE
ENTREE
Niv. +1.70
SOUS SOL

COUPE A/A


Niv. ±31.10
GAINE TECHNIQUE
Niv. ±27.70
TERRASSE ACCESSIBLE
CH01
CH02
S.A.M
HALL
LOGEMENT F4A
LOGEMENT F3B
Niv. ±24.30
Niv. ±20.90
Niv. ±17.50
Niv. ±14.10
Niv. ±10.70
Niv. ±07.30
LOGEMENT F2A
LOCAL N°01
Niv. ±3.90
LOCAL N°03
Niv. ±0.00
BACHE A EAU
SOUS SOL
Niv. ±2.90

COUPE B/B