



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ DE JIJEL

**FACULTÉ DES
SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE**



Département De Génie Civil & Hydraulique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME MASTER ACADEMIQUE EN GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES**

Thème :

*Etude d'un hôtel (s –sol + R-d-C + 11 étages)
à contreventement mixte*

Réalisé par :

***BOUGHERRA DJEHINA
SAHNOUNE SOUMIA***

***Encadré par :
Mr D.Chaker***

Promotion 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

*En achevant ce modeste travail nous
remercions **ALLAH** qui nous a
Permis d'arriver jusque-là.*

*Nous remercions également nos familles pour
les sacrifices qu'elles ont
faits pour que nous terminons nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudees
et notre profonde*

*reconnaissance à notre encadreur monsieur
CHAKER IDRIS. Pour son aide
et ses conseils judicieux.*

*Nous adressons également nos remerciements
les plus sincères à tous*

*Nos professeurs de la faculté de génie civil
pour tout le savoir que nous*

*Avons acquis grâce à eux durant notre
formation, sans oublier les membres du jury
qui nous font l'honneur d'évaluer ce modeste
travail.*

*Enfin, nos remerciements à tous nos amis et
nos collègues.*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation constituée de un sous-sol et d'un rez de chaussée plus 11 étages en béton armé, implantée à la ville de Blida qui est classé en zone sismique IIb selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential tower consisting of one basement and a ground floor plus (11) floors with reinforced concrete, located in the wilaya of Blida which is classified in Seismic zone IIb According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

Tags: Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز فندق يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي زائد 11 طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، يقع في مدينة بليدة وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية IIb بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناء فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية.



sommaire

SOMMAIRE

Introduction générale	1
CHAPITRE I:PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX	
I.1. Introduction	3
I.2 Description du projet :	3
I.3 Implantation de l'ouvrage :	3
I.4. Présentation de projet :.....	3
I.5. La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :.....	4
I.6. Donnée du site :.....	5
I.7. Ossature de l'ouvrage :.....	5
I.8. Caractéristique structurales :	6
I.8.1. Les planchers :.....	6
I.8.2. La maçonnerie	6
I.8.3. La terrasse :	6
I.8.4. L'acrotère :	6
I.8.5. Enduit et revêtement :	7
I.8.6. Les balcons :	7
I.8.8. L'ascenseur :.....	7
I.8.9. Fondations :.....	7
I.9 Règlements et normes utilisés :.....	7
I.10. Hypothèse de calcul :	8
I.11. Indication générale sur les règles de BAEL :.....	8
1.1. Hypothèses de calcul à l'ELU :	8
2. Etat limite de service ELS :	10
2.1 Hypothèses de calcul à l'ELS :	10
I.12. Actions et sollicitations :	11
I.12.1. Définition des actions :.....	11
I.12.2. Les sollicitations :	11
I.12.3. Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2).....	12
I.13. Les matériaux de construction utilisés :	12
I.13.1. Caractéristiques des matériaux :.....	13
1.2. Composition du béton :	13

1.3 Résistance du béton :	13
1.4 de déformation longitudinale :	15
1.5. Coefficient de poisson (ν) :	15
1.6. Contraintes limites :	16
2. Acier :	17
2.1-La limite d`élasticité F_e :	17
2.2-Diagramme contrainte-déformation :	17
I.14. Conclusion:	19

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :	20
II.2.Pré dimensionnement du plancher :	20
II.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :	21
II.3. Pré dimensionnement des balcons :	24
II.4.Pré dimensionnement des escaliers :	24
II.5. Pré dimensionnement des poutres :	28
II.5.1. Pré dimensionnement des poutres principales :	28
II.5.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :	29
II.5.3.Poutre palière :	30
II.6-Pré dimensionnement des voiles :	31
II.7. Pré dimensionnement des poteaux :	32
II.8. Evaluation des charges et surcharges :	34
II.8.1 Les planchers :	34
II.8.2 Les balcons :	35
II.8.3 Les Murs :	36
II.8.4 Les escaliers :	37
II.8.4.1 type1:	37
II.8.4.1 type2 :	38
II.9. Descente des charges :	39
1. Poteaux d`angle (E-1) :	39
2. Poteau intermédiaire (D-1):	47

3. Poteau Centrale (D-4):.....	55
II. 10 . Dimensionnement de la section du Poteau :	62

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction :	67
III.2 Acrotère :	67
III.2.1 Introduction :	67
III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :	68
III-2-3.Ferraillage :	71
III.3. Planchers :	75
II.3.1. Introduction	75
III.3.2.dalle corps creux	75
III.3.2.1 Calcul des poutrelles :	76
III.3.2.2. Méthode de calcul	76
III.3.2.3. Les Types de poutrelles à calculer :.....	79
III.3.2.4 Choix de la méthode de calcul :	80
III.3.2.4. application de la méthode forfaitaire :.....	81
III.3.2.5. Ferraillage des poutrelles Plancher terrasse inaccessible :	86
III.3.2.6.application de la méthode forfaitaire :	92
III.3.2.7. Ferraillage des poutrelles terrasse accessible :	98
III.3.2.8.application de la méthode forfaitaire :	103
III.3.2.9. Ferraillage des poutrelles plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage :	110
III.3.3. Ferraillage de la dalle de compression :	114
III.3.3. Ferraillage de la dalle plein :	114
III.5 Etude du balcon :	128
III.6 Étude de l'escalier :	134
III.6.1. Introduction :	134
III.6.2 Escalier à trois volées :	135
III.7.Etude de la poutre palière :	154

CHAPITRE IV : ANALYSE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :	162
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :	162
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	162
IV.3.1. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :	165
IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :	169
IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :	169
IV.5. 2.Modélisation de la structure :	169
IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :	169
IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :	170
IV.5.2.3. Modélisation de la masse :	172
IV.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :	173
IV.6. La proposition de disposition des voiles :	173
IV.7.Période fondamentale théorique :	179
IV.8.Disposition des voiles :	181
IV.9. Poids total de la structure :	182
IV.10. Vérifications réglementaires :	182
IV.10.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	182
IV.10.2. Calcul de l'excentricité théorique :	183
IV.11.Justification de l'interaction portiques voiles :	184
V.12.Vérification de l'effort sismique :	185
IV.13. Modélisation par brochette :	187
IV.13.1. Par la méthode statique équivalent :	187
IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :	191
IV.15. Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	192
IV.17. Conclusion :	195

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V.1. Introduction :	196
V.2. Ferrailage des portiques :	196
V.2.1. Ferrailage des poutres :	196
V.2.1.1 Ferrailage des poutres Principales :	197
V.2.1.2 Ferrailage des poutres secondaire :	202
V.2.2 Ferrailage des poteaux :	207

V.2.2.1 Introduction :	207
V.2.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :	207
V.2.2.3. Calcul de ferrailage :	208
V.2.2.4. Vérification de ferrailage :	209
V.2.2.5. Vérification à l'E.L. U :	210
V.2.2.6.Vérification à l'état limite de service :	212
V.2.2.7. Schémas de Ferrailage des poteaux :	213
V.3. Les voile :	214
V.3.1 Introduction :	214
V.3.2 Calcul du ferrailage vertical :	217
V.3.3 Etude des sections :	217
V.3.3.1 Section partiellement comprimée SPC :	217
V. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :	218
V.3.3.3. Section entièrement tendue. SET :	218
V.3.4.Ferrailage des voiles :	219
V.3.4.1 Calcul de ferrailage vertical :	219
V.3.4.2. Calcul de ferrailage horizontal :	223
V.3.4. Conclusion :	228

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :	229
VI.2.Différents types des fondations :	229
VI.3. Choix du type de fondations :	229
VI.3.1. Semelle isolée :	230
VI. 3.2.Semelles filantes :	231
VI. 3.3.Radier général :	233
VI.3.3.1.Pré dimensionnement du radier:	233
VI.3.3.1.1.L'épaisseur du radier :	234
VI.3.3.2 Nervure :	234
VI.4. Vérification du poinçonnement :	237
VI.5.Caractéristiques géométriques du radier :	238
VI.5.1Vérification de la stabilité du radier :	239
VI.6. Ferrailage du radier :	241
VI.6.1.Dalle de radier :	241

VI.6.2. Etude de débord du radier :	245
VI.7. Calcul des nervures :	247
VI.8. Calcul des éléments de soutènement	254
VI.8.1 Introduction :	254
VI.8.2 Dimensionnement du voile :	255
VI.8.3 Calcul de la poussée de terre :	256
VI.8.4 Calcul de la poussée due aux surcharges :	256
VI.8.5 Ferrailage du voile périphérique :	257
VI.9. Conclusion :	260
Conclusion générale.....	261

Liste des tableaux

Juillet 15,2021

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau .I.1:caractéristiques géométrique.	4
Tableau .I.2:valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	18

CHAPITRE II

Tableau II-1 :Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible	34
Tableau II-2 : Charge permanente due au plancher terrasse accessible	34
Tableau II-3 : Charge permanente due au plancher étage courant 1 ^{ère} étage jusqu'à 10 ^{ème} étage.....	35
Tableau II- 4 : Charge permanente due au Sous sol et RDC.....	35
Tableau II- 5 : Charge permanente due au Balcon terrasse accessible	35
Tableau II-6 : Charge permanente due au Balcon étage	36
Tableau II-7 : Charge permanente due aux Mur extérieurs.....	36
Tableau II-8 : Charge permanente due aux Cloison intérieures.	36
Tableau II-9: Charge permanente due à l'escalier simple.....	37
Tableau II-10: Charge permanente due au Paillasse à 32,93°	37
Tableau II-11: Charge permanente due au Palier simple	38
Tableau II-12: Charge permanente due au Palier + une marche	38
Tableau II-13: Charge permanente due au Paillasse à 34,22°	38
Tableau II-14: Charge permanente due au Paillasse à 32,93°	39
Tableau II-15: Desente des charge pour poteau	47
Tableau II-16: Desente des charge pour poteau intermédiaire	55
Tableau II-17: Desente des charge pour poteau centrale	61

CHAPITRE III

Tableau III-1: Evaluation des moments et efforts tranchants	69
Tableau III.2:Evaluation des sollicitations	69
Tableau III.3:Evaluation des sollicitations après majoration	71
Tableau.III.4: Charges supportées par les poutrelles (terrasse inaccessible).....	81
Tableau.III.5:Résultats des sollicitations en travées (type 1 de terrasse inaccessible).....	82
Tableau.III.6: Résultats des sollicitations sur appuis (type 1 de terrasse inaccessible).	82
Tableau. III-7: Résultats de calcul des efforts tranchants. (Terrasse inaccessible)	83
Tableau III.8: Résultats des sollicitations en travées (type 2 de terrasse inaccessible).....	84

Tableau III.9: Résultats des sollicitations sur appuis (type 2 de terrasse inaccessible).....	85
Tableau. III-10: Résultats de calcul des efforts tranchants. (terrasse inaccessible)	86
Tableau.III.11: Résultats de calcul du ferrailage (terrasse inaccessible)	88
Tableau.III.12: Vérifications à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)	90
Tableau.III.13: Charges supportées par les poutrelles terrasse accessible	92
Tableau.III.14: Résultats des sollicitations en travées (plancher 10 ^{ème} étage type 1)	93
Tableau.III.15: Résultats des sollicitations sur appuis (plancher 10 ^{ème} étage type 1).	93
Tableau. III-16: Résultats de calcul des efforts tranchants. (Terrasse accessible de type1)	94
Tableau.III.17: Charges supportées par les poutrelles de 2 ^{ème} type plancher 10 ^{ème} étage.....	95
Tableau III.18: Résultats des sollicitations en travées (type 2 plancher 10 ^{ème} étage).	96
Tableau III.19: Résultats des sollicitations sur appuis (plancher 10 ^{ème} étage type 2).	96
Tableau. III-20: Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse accessible)	97
Tableau. III-21: Résultats de calcul du ferrailage de plancher 10 ^{ème} étage (terrasse accessible).....	100
Tableau.III.22: Vérifications à l'ELS (plancher terrasse accessible)	102
Tableau.III.23: Charges supportées par les poutrelles de plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage (type1).....	104
Tableau.III.24: Résultats des sollicitations en travées (type 1 de plancher1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage).....	106
Tableau.III.25. : Résultats des sollicitations sur appuis (type 1 de1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage).....	106
Tableau. III-26: Résultats de calcul des efforts tranchants (type1) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage.....	107
Tableau.III.27: Charges supportées par les poutrelles (type2) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage	107
Tableau III.28: Résultats des sollicitations en travées (type 2) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage.....	108
Tableau III.29 : Résultats des sollicitations sur appuis (type 2) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage.	108
Tableau. III-30: Résultats de calcul des efforts tranchants de plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage à E.L.S (type2).....	109
Tableau.III.32: Résultats de calcul du ferrailage (1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage).....	111
Tableau.III.33: Vérifications à l'ELS (de plancher1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage).....	113
Tableau III-34 : Chargement du plancher RDC à dalles pleines.....	118
Tableau III-35 : Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS	118
Tableau III-36 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	118
Tableau III-37 : Ferrailage de panneau de RDC à l'ELU.....	120
Tableau III-38 : Vérification des contraintes à l'ELS	122
Tableau III-39 : Chargement du plancher 1 ^{ère} étage à dalles pleines.....	123
Tableau III-40 : Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS	123
Tableau III-41 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	123
Tableau III-42 : Ferrailage de panneau 1 ^{ère} étage à l'ELU	125
Tableau III-43 : Vérification des contraintes à l'ELS	127
Tableau III-44 : ferrailage à l'ELS.....	127
Tableau III-45 : Résultats des efforts à ELU	129
Tableau III-46 : Résultats des efforts à ELS.....	129
Tableau III-47 : Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type1	131

Tableau III-48 : Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 1	132
Tableau III-49 : ferrailage à l'ELS du balcon type 1	133
Tableau III-50 : Différents coefficients pour le calcul de ferrailage	137
Tableau III-51 : Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	137
Tableau III-52 : Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition	138
Tableau III-53 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche	141
Tableau III-54 : Résultats de calcul fgi et fgv.....	142
Tableau III-55 : Résultats de calcul de f_{pi}	143
Tableau III-56 : Résultats de calcul de f_{ji}	144
Tableau III-57 : Différents coefficients pour le calcul de ferrailage	147
Tableau III-58 : Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	147
Tableau III-59 : Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition	147
Tableau III-60 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche.....	150
Tableau III-61 : Résultats de calcul fgi et fgv.....	151
Tableau III-62 : Résultats de calcul de f_{pi}	152
Tableau III-63 : Résultats de calcul de f_{ji}	153
Tableau III-64 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière	157

CHAPITRE IV

Tableau. IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	166
Tableau. IV.2: Classification de la structure selon le système de contreventement.....	167
Tableau. IV.3 Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	168
Tableau. IV.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.....	168
Tableau. IV.5 : Valeurs de ξ (%).....	169
Tableau. IV.6 Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 1.	174
Tableau. IV.7. L: es valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé2.....	175
Tableau. IV.8: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé3	176
Tableau. IV.9: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé 4.....	177
Tableau. IV.10: Période fondamentale de la structure.....	179
Tableau. IV.11: Poids de chaque étage.....	182
Tableau. IV.12: valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentelle).....	183
Tableau. IV.13: Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.	184
Tableau. IV.14: La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	188

Tableau. IV.14: de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y	188
Tableau. IV.16: La distribution de l'effort tranchant suivant X.	189
Tableau. IV.17: La distribution de l'effort tranchant suivant Y.	190
Tableau.IV.18: Vérification des déplacement.....	191
Tableau .IV.19: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X	193
Tableau. IV.20: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y	194
Tableau. IV.21: Vérification de la stabilité au renversement	195

CHAPITRE V

Tableau V-1: Calcul du ferrailage des poutres principales.....	198
Tableau V-2: calcul du ferrailage des poutres principales à l'ELS.....	200
Tableau V-3: Calcul du ferrailage des poutres secondaire	203
Tableau .V.4: Les sollicitations dues aux poteaux.....	208
Tableau. V.5. : Calcul du ferrailage des poteaux.	209
Tableau .V.6: Vérification de ferrailage des poteaux.....	209
Tableau. V.7: Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.	210
Tableau .V.8: Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.....	210
Tableau .V.9: Calcul les armatures transversales des poteaux.....	212
Tableau .V.10: Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.	212
Tableau .V.11: Longueur de recouvrement poteaux.	212
Tableau .V.12: Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens x-x.....	221
Tableau .V.13: Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens y-y.	222
Tableau .V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	223
Tableau .V.15: Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y	223
Tableau .V.16: Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.	224
Tableau .V.17. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.	224

CHAPITRE VI

Tableau VI-1: Surfaces revenantes aux semelles isolées	231
Tableau.VI.2: Surfaces revenantes aux semelles (voiles).....	232
Tableau VI-3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	239
Tableau VI-4: Calcul des contraintes.....	240
Tableau VI-5: Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$	240

Tableau VI-6: Les sollicitations à l'ELU.....	241
Tableau VI-7: Les sollicitations à l'ELS	241
Tableau VI-8: Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU	242
Tableau VI-9: Vérification des contraintes à l'ELS	243
Tableau VI-10: ferrailage à l'ELS.....	244
Tableau VI-11: Calcul de ferrailage de nervure à l'ELU	249
Tableau VI-12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	251
Tableau VI-13: ferrailage à l'ELS.....	251
Tableau VI-14: Les sollicitations à l'ELU.....	257
Tableau VI-15: Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU	238
Tableau VI-16: Les sollicitations à l'ELS	259
Tableau VI-17: ferrailage à l'ELS	259



Liste des figures

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Limites des décrochements en plan	4
Figure I.2 : la limite de décrochements en élévation.....	5
Figure I.3 : évolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de jour.....	14
Figure I.4 : évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	14
Figure I.5 diagramme-contraintes-déformations du béton.....	16
Figure I.6 diagramme de calcul de l'acier à l'ELU.....	18

CHAPITRE II

Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux	20
Figure II.2 : dimensionnement de la poutrelle	22
Figure II.3 : Schéma descriptif d'une dalle en dalle plein	22
Figure II.5 : dimensions des balcons	24
Figure II.6: Schéma de l'escalier	25
Figure II.7 : Dimension d'un escalier.	25
Fig. II.9: Escalier à 3 volée Pour sous RDC 1 ^{er} étage.	26
Fig. II.10: Escalier à 3 volée Pour 2 ^{ème} étage et l'autres.....	27
Figure II.11: Dimensionnement d'une poutre.....	28
Figure II.12: pré dimensionnement des poutres (Principales et Secondaires)	29
Figure II.13: Poutre palière.....	30
Figure II.14 : coupe en élévation et en plan de voile	31
Figure II.15: Dimensionnement d'un poteau	33
Figure II.16: Les sections entourées par le poteau d'angle à l'étage courant	39
Figure II.17 : Les sections entourées par le poteau intermédiaire à l'étage courant.	47
Figure II.18: Les sections entourées par le poteau central à l'étage courant.	55

CHAPITRE III

Figure III.1 : Dimension de l'acrotère.....	67
Figure III.2: Coupe transversale et longitudinale	68
Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure III.4 : Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.	75
Figure III.5 : Schéma statique plancher terrasse inaccessible (type 1).	82

Figure III.6 :Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type1 de terrasse inaccessible)	83
Figure III.7 :Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1).....	83
Figure III.8 :Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse à E.L.U (type1)	84
Figure III.9 : Schéma statique plancher terrasse inaccessible (type 2).....	84
Figure III.10 :Diagramme des moments à E.L.U (type2 de terrasse inaccessible).....	85
Figure III.11 : Diagramme des moments à E.L.S (type2 de terrasse inaccessible)	85
Figure.III.13 :Coupe de section rectangulaire et T étage courant.....	87
Figure.III.14 :Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	90
Figure.III.15 :Schéma statique de plancher 10 ^{ème} étage (terrasse accessible).....	92
Figure III.16 :Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.U (plancher 10 ^{ème} étage type1).....	94
Figure III.17 : Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (plancher 10 ^{ème} étage type1)	94
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse à E.L.U (type1)	95
Figure.III.19 :Schéma statique plancher de 10 ^{ème} étage (terrasse accessible).....	95
Figure III.20 :Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.U (type2)	97
Figure III.21 :Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.S (type2).....	97
Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants plancher de 10 ^{ème} étage à E.L.U (type2)	98
Figure.III.23 :Coupe de section rectangulaire et T étage courant.....	99
Figure.III.24 :Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible	104
Figure.III.25 :Schéma statique plancher de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage (type 1)	106
Figure III.26 : Diagramme des moments plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage à E.L.U (type1)	106
Figure III.27 . Diagramme des moments de plancher1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage à E.L.S (type1).....	106
Figure III.28 :Diagramme des efforts tranchants planchers à E.L.U (type1) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage	106
Figure.III.29 : Schéma statique plancher (type 2) de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage.	107
Figure III.30 :Diagramme des moments plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage à E.L.U (type2)	108
Figure III.31 :Diagramme des moments planchers de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage à E.L.S (type2)	109
Figure III.32 :Diagramme des efforts tranchants à E.L.U (type2 de 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage)	109
Figure.III.30 :Coupe de section rectangulaire et T étage.....	111
Figure.III.31 :Ferrailage des poutrelles du plancher1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage.....	114
Figure III.32 : Ferrailage de la dalle de compression	115
Figure III.32 :Distribution des moments sur les panneaux.	117
Figure III.33 .ferrailage du plancher RDC.....	122
Figure III.34 : ferrailage du plancher 1 ^{ère} étage.....	127
Figure.III.35 : Dimensions du Balcon	128
Figure III.36 : Ferrailage du balcon.....	134
Figure III.37 : distribution des charges sur 1 ^{er} et 3 ^{ème} volée RDC.....	135
Figure III.36 : schéma statique du 1 ^{ere} et 3 ^{ème} volée RDC	135
Figure III.38 : charge équivalente du 1 ^{er} et 3 ^{ème} volée RDC.....	136
Figure III.39 : Ferrailage de l'escalier de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée RDC	144

Figure III.41 : distribution des charges sur 2 ^{ème} volée RDC.....	145
Figure III. 40 : schéma statique du 2 ^{ème} volée RDC.....	145
Figure III.42 : charge équivalente de l'escalier 2 ^{ème} volée RDC.....	146
Figure III.43 : Ferrailage de l'escalier de la 2 ^{ème} volée RDC.....	153
Figure III.44 : Poutre palière.....	154
Figure III.45 : Vue en élévation de la poutre brisée.....	154
Figure III.46 : La charge sur la poutre palière à ELU.....	155
Figure III.47 : La charge équivalente sur la poutre palière à ELU.....	156
Figure III.49 : Ferrailage de la poutre brisée.....	161

CHAPITRE IV

Figure. IV.1 :Le spectre de réponse.....	169
Figure. IV.2 :Modélisation de la structure par ETABS.....	172
Figure. IV.3 :Mode 1 ; T= 0,926 sec.....	178
Figure. IV.4 :Mode 2 ; T= 0,754 sec.....	178
Figure. IV.5 :Mode 3 ; T= 0,715 sec.....	179
Figure. IV.6 :La disposition des voiles proposés.....	181
Figure IV.7 : diagramme de spectre de réponse pour R=4.....	185
Figure .IV.8 :Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	189
Figure. IV.9 :.La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.....	190
Figure. IV.10 :Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y.....	192

CHAPITRE V

Figure V.1 : schéma de la poutre. P.....	197
Figure V.2 : Ferrailage des poutres principale 30×45.....	202
Figure V.3 : schéma de la poutre .S.....	203
Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaires 30×35.....	206
Figure .V.5 :Schéma de ferrailage des poteaux.....	214
Figure .V.6 : Section transversale du voile.....	215
Figure .V.7 :Section entièrement tendue.....	218
Figure .V.8 : Section partiellement comprimée.....	218
Figure .V.11 :Ferrailage du voile V7.....	225
Figure .V.12 :Ferrailage du voile V8.....	225
Figure .V.13 :Ferrailage du voile V9.....	225
Figure .V.14 : Ferrailage du voile V10.....	226
Figure .V.15 : Ferrailage du voile V1.....	226

Figure .V.16: Ferrailage du voile V2	226
Figure .V.17: Ferrailage du voile V3.	227
Figure .V.18: Ferrailage du voile V4	227
Figure .V.19: Ferrailage du voile V12	228

CHAPITRE VI

Figure VI.1: Semelle isolée	230
Figure VI.2 Semelle filante.....	231
Figure VI.3. Schéma Statique du radier	234
Figure VI.4. Schéma du radier	235
Figure.VI.5. La surface totale du radier.	237
Figure.VI.6. Ferrailage du radier.	245
Figure VI.7. Schéma du débord	245
Figure VI.8. Schéma de ferrailage débordement.....	247
Figure VI.9. diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS 9.0.0.....	248
Figure.VI.10. Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELU.	248
Figure.VI.11. Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.	250
Figure.VI.12. Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.	250
Figure.VI.13. Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELS.	250
Figure.VI.14. Ferrailage de nervure sens X	253
Figure.VI.15. Ferrailage de nervure sens y	254
Figure VI.16. Position des voiles périphériques	255
Figure.VI.17. Poussée de terre sur voile périphérique.	255
Figure.VI.18. Ferrailage de voile périphérique.	260



Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

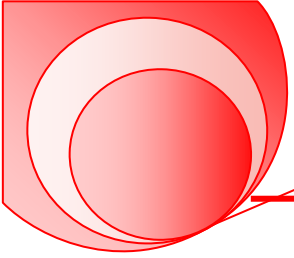
Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

- Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier une hôtel (R+11+ sous-sols)contreventé par des voiles.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre consiste à la présentation générale du projet, la définition des différents éléments, le choix des matériaux et les sollicitations à considérées.
- Le deuxième chapitre présent un pré dimensionnement des différents éléments (les planchers, les escaliers, les balcons, les voiles, les poutres) et la descente de charges.
- Etudes des éléments secondaires (acrotère, balcons, escaliers et plancher) fait l'objet du troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude au vent de la structure, la détermination de l'action de vent.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude au séisme, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, l'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS**.



Introduction générale

- Le résultat de calcul des ferrailages des éléments structuraux, sont fondus à partir des résultats du logiciel ETABS basé sur une étude dynamique est présenté dans le sixième chapitre.
- Le septième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera notre travail par une conclusion générale.



Chapitre I :

Chapitre I :

Présentation de projet
et
caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé, nécessite une très bonne variété des connaissances acquises en génie civil, tout en respectant les conditions de la résistance, la sécurité et l'économie.

Ce chapitre a pour objectif de faire une description de l'ouvrage à étudier, des de plusieurs aspects essentiels à la conception de ce projet ayant un rôle primordiale dans la vulnérabilité des constructions face aux actions sismiques. Ainsi qu'une brève présentation des différents règlements, normes et les matériaux à utilisés.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99version2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91, CBA 93**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP2000 Version08, ETABS**).

I.2 Description du projet :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un hôtel composé d'un S.sol +RDC+11étages,

Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99 /version 2003** », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la cité de meftah, wilaya de Blida, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone IIb (zone de moyenne sismicité).

I.3 Implantation de l'ouvrage :

Le projet est implanté sur un site rocheux situé dans la commune de meftah wilaya de Blida.

I.4. Présentation de projet

notre projet est un hôtel, composé d'un sous sol + Rez-de chaussée + 11étages :

- Le sous-sol est utilisé comme un parking.
- Le Rez-de-chaussée (RDC) contient la salle réception et le restaurant.
- 1^{ère}étage est utilisé comme salle des fêtes.
- Du 2^{ème} au 10^{ème} étage sont à usage d'habitation.
- 11^{ème} étage il y a terrasse accessible et 2 dépôt et blanchisserie (buanderie).

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

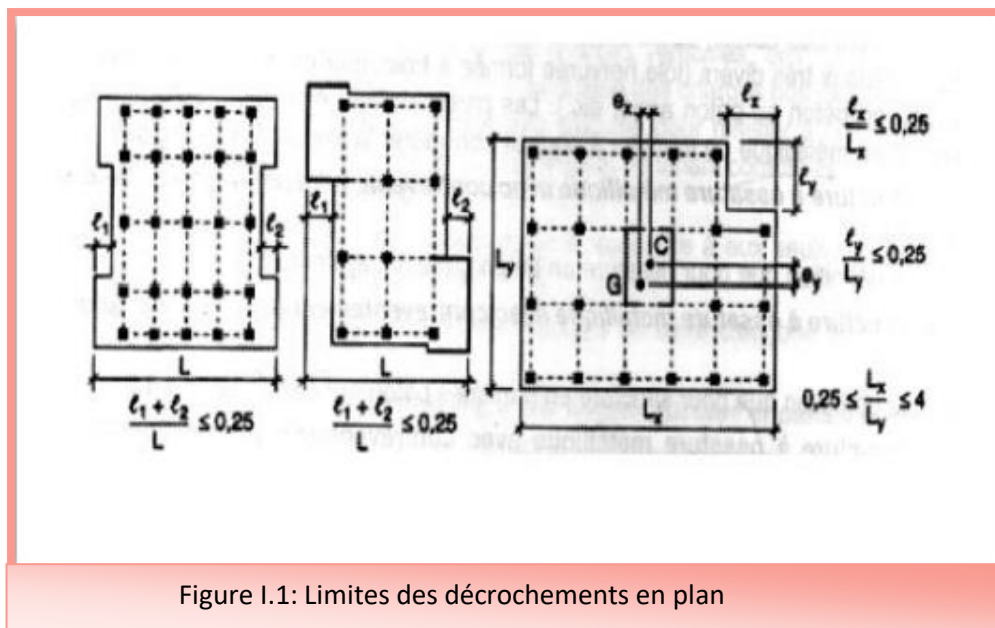
⇒ Longueur en plan	20,90 m
⇒ Largeur en plan	18,15 m
⇒ Hauteur du sous-sol	2.89 m
⇒ Hauteur du RDC +1^{ère} étage	3.4m
⇒ Hauteur étage courant	3.06 m.
⇒ Hauteur totale	38,81m.

Tableau .I.1.caractéristiques géométrique.

I.5. La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :

Chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation régulier ou non, selon les critères suivants :

a) En plan :



Donc l'hôtel est régulier en plan

b) En élévation :

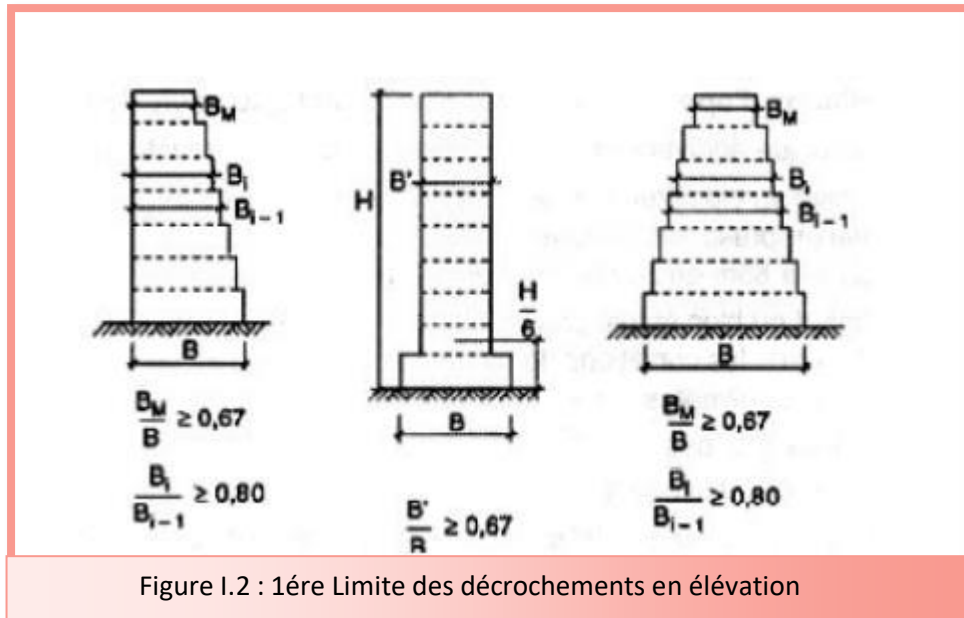


Figure I.2 : 1ère Limite des décrochements en élévation

- Dans notre cas le bâtiment il ya un décrochement en élévation dans la buanderie,

$$\frac{B_M}{B} = \frac{13,10}{17,65} = 0,74 \geq 0,67 \dots\dots\dots CV \quad \rightarrow \text{donc la structure est régulière .}$$

I.6. Donnée du site :

Cette hôtel est implanté dans une zone classée par RPA 99/version 2003 comme :

- ⇒ Une zone de sismicité moyen (**zone IIb**).
- ⇒ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- ⇒ Le site est considéré comme « **Site rocheux** » (**S1**).
- ⇒ Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 3,5$ bars.

I.7. Ossature de l'ouvrage:

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.8. Caractéristique structurales

I.8.1. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte deux types de planchers:

- ❖ Planchers à corps creux
- ❖ Planchers à dalles pleine

I.8.2. La maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.8.3. La terrasse :

On a deux types de terrasse inaccessibles qui vont servir de couverture pour la cage d'escalier, et accessible.

I.8.4. L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse. Le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.8.5. Enduit et revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Carrelage pour les planchers
- Mortier pour les façades.
- Étanchéité multicouche pour le plancher terrasse

I.8.6. Les balcons :

Sont réalisées en dalle pleine.

I.8.7. Les escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites ; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place et constitué de volé et palier de repos.

I.8.8. L'ascenseur :

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.8.9. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I.9 Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- RPA99 version 2003.
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- D.T.R C2-4.7 (règlement neige et vent « R.N.V.1999 »).
- BAEL91 modifié 99.

I.10. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

I.11. Indication générale sur les règles de BAEL :**a. Définition de l'état limite :**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux Fonctions pour lesquelles il est conçu Les états limites sont classés en deux catégories :

- E.L.U
- E.L.S

1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

1.1. Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

- a. Les sections droites avant déformation restent planes après déformation (le diagramme des déformations est linéaire).
- b. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armature et béton en raison de l'adhérence.

- c. La résistance de traction de béton est négligée.
- d. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

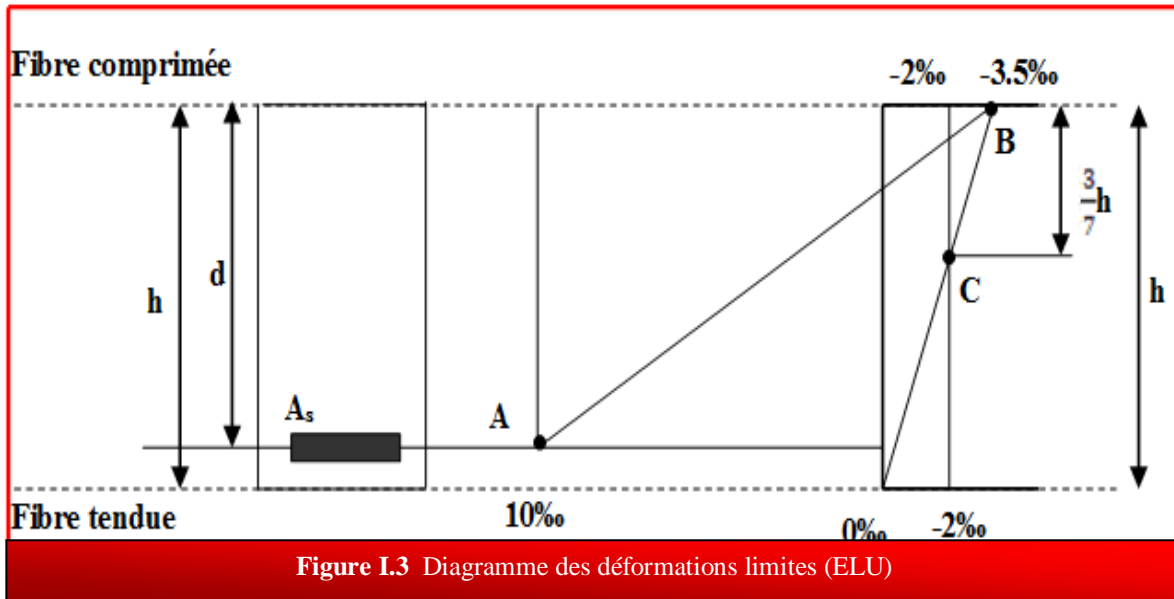
- e. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
- f. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

1.2. Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure I.2).

On distingue trois domaines :

- a. Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- b. Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- c. Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

2.1 Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation (le diagramme des déformations est linéaire).
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

I.12. Actions et sollicitations :

I.12.1. Définition des actions :

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions sont :

- ❖ **Actions permanentes (G) :** Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par Exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée Des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.
- ❖ **Actions Variables (Q) :** dues aux charges d'exploitation, Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, Elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les Charges climatiques et les effets dus à la température.
- ❖ **Actions accidentelles (FA) :** Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, explosions, incendies, Chocs...etc.

I.12.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G :** ensemble des actions permanentes.
- **Q:** actions variables.
- **E:** Valeur de l'action accidentelle.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

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

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G + Q$$

- Sollicitations accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

I.12.3. Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

a. Situation accidentelle :

- ➔ $G + Q \pm E$
- ➔ $G + Q \pm 1,2 \times E \rightarrow$ Uniquement pour les portique auto-stables
- ➔ $0,8 \times G \pm E$

- Situation durable :

ELU :

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS :

- $G + Q$

I.13. Les matériaux de construction utilisés:

Introduction :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre .
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.13.1. Caractéristiques des matériaux :

1. Béton :

Le béton est obtenu en mélangeant et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser. On choisira la différente proportion à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'essai de granulométrie (% de chaque composant).

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

1.2. Composition du béton : Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- ❖ Ciment : 350kg de CPA325.
- ❖ Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- ❖ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ❖ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

1.3 Résistance du béton :

➤ à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (**C.B.A 93, A2.1.1.1**)

à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

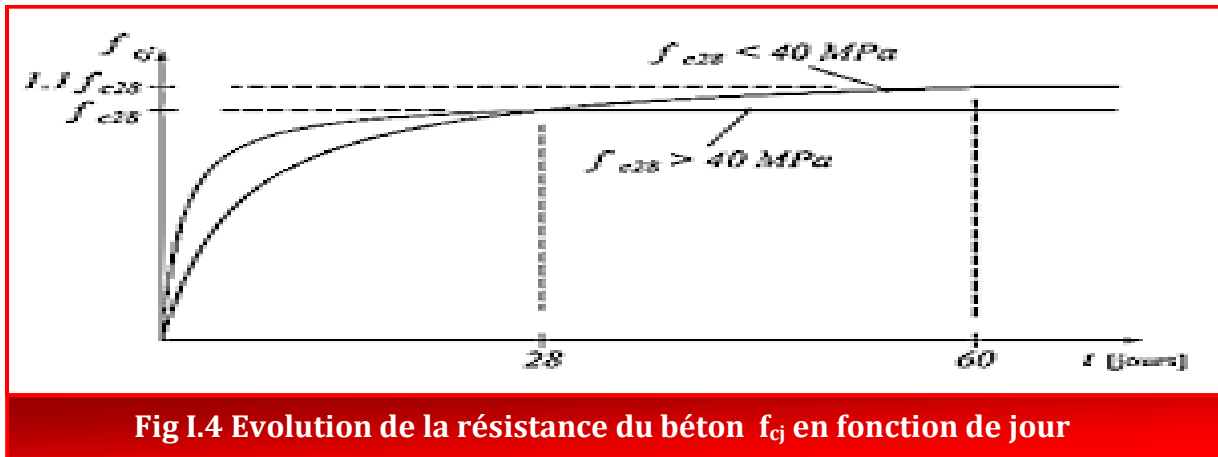
La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25$ MPa



➤ **Résistance à la traction :**

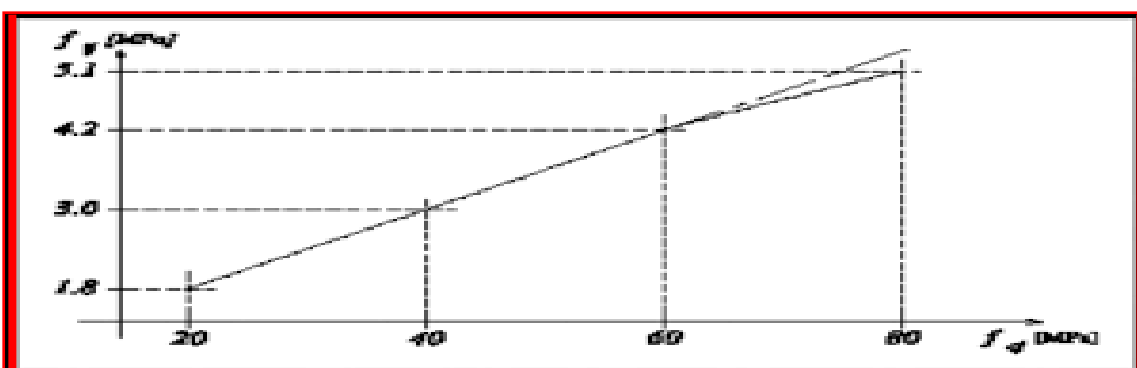
La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c_j}$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1$ MPa

Dans laquelle f_{tj} et f_{c_j} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c_j} < 60$ MPa.

Et pour : $f_{c_j} \geq 60$ MPa, $f_{tj} = f_{c_j}^{\frac{2}{3}}$



1.4 déformation longitudinale :

➤ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours,

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{2}{3}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

Avec f_{cj} exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

➤ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Avec f_{cj} exprime en MPa

1.5. Coefficient de poisson (ν):

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative

⇒ $\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services.

⇒ $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

1.6. Contraintes limites :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

➤ **Contraints à l'état limite ultime :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85 le coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application

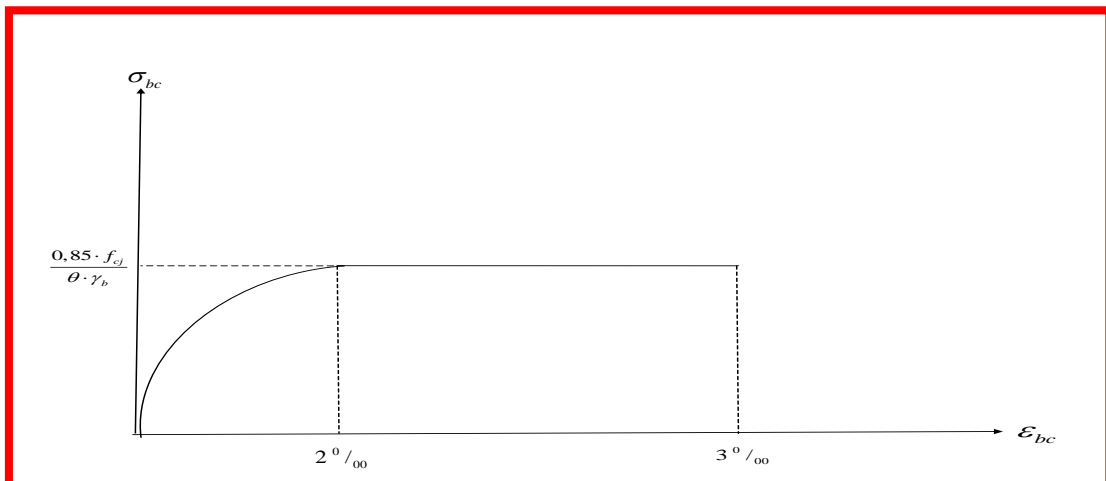


Figure I. 6: Diagramme des contraintes, déformation du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

- $\gamma_b=1,5$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_b=1,15$ cas d'actions accidentelles.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.
- $\theta = 0,85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 24h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28}=25$ MPa :

$$f_{bu}=14.17 \text{ MPa} \quad \text{cas corant}$$

$$f_{bu}=18.48 \text{ MPa} \quad \text{cas accidentelle}$$

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

v_u : Effort tranchant

d : hauteur utile de la section de béton considérée

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

- cas d'une fissuration peu nuisible :
 $\tau_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \rightarrow \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}$
- cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
 $\tau_u = \min(0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) \rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ Mpa}$.

➤ **Constraints à l'état limite de service :**

Dans le cas de l'état limite de service on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique, est défini par son module d'élasticité.

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

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

2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✚ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.35% de carbone.
- ✚ Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa

2.1-La limite d'élasticité F_e :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	Fe (Mpa)	Emploi
Rond lisses	E 22 Fe	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	E 24 Fe	235	
Barre HA Type 3	TE 40 Fe	400	Emploi courant
	TE 50 Fe	500	
Fils tréfile HA Type 3	TE 40 Fe	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	TE 50 Fe	500	
Fils tréfile lisses Type 4	TL 50 $\phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau. I.2 : valeurs de la limite d'élasticité F_e

Dans notre cas on utilise :

- ✚ Pour les armatures longitudinales : acier HA FeE400 type 1, $F_e = 400$ MPa.
- ✚ Pour les armatures transversales : ronds lisses FeE24 type 1, $F_e = 235$ MPa.

2.2-Diagramme contrainte-déformation :

➤ La contrainte limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure :

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ Avec $E_s = 200000$ MPa et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

- ✚ $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- ✚ $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

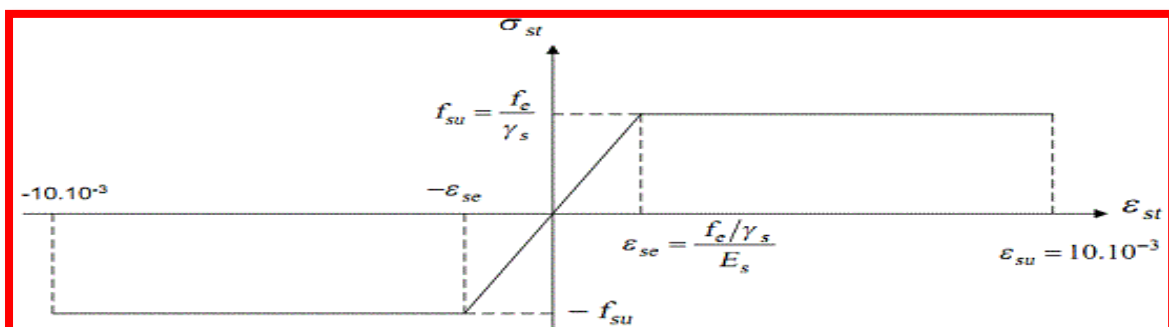


Figure. I.7. Diagramme de calcul de l'acier à l'ELU

➤ **La contrainte limite de service :**

A l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée par :

➡ Fissuration peu nuisible : $\sigma_{st} \leq f_e$.

➡ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.

➡ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η = Coefficient de Fissuration.

✚ $\eta=1$ pour les ronds lisses (RL).

✚ $\eta=1,6$ pour les armatures à hautes adhérence(HA).

I.14 Conclusion :

Ce chapitre à concerner une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser, Ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.



chapitre II :

chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape important pour calculer les sections des éléments résistants, non seulement à la résistance mais aussi à la stabilité de l'ouvrage, régie par des lois empiriques, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « *RPA99 version 2003* » et le « *BAEL91* »,

Dans ce chapitre, on va faire un pré -dimensionnement des éléments de la structure qui sont :

- ◆ Planchers.
- ◆ Balcons.
- ◆ Poutres.
- ◆ Escaliers.
- ◆ Voiles.
- ◆ Poteaux.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

➤ Planchers à corps creux :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le cout de coffrage.

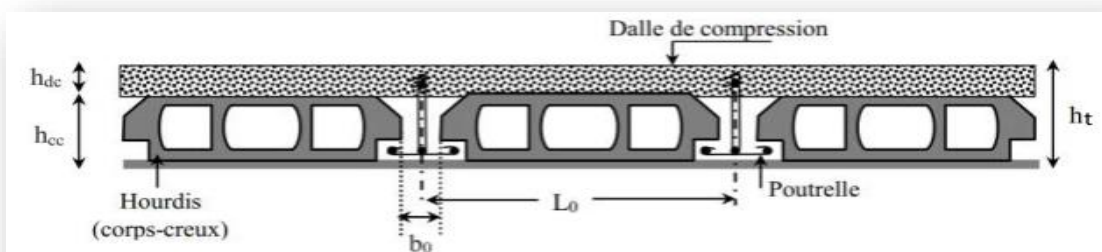


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , et des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec : l_x : la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures.

On a : $l_x=4,05$ m.

M_t : le moment en travée $M_t \geq 0.75M_0$,

M_0 : Le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{405 \times 2}{45}, \frac{405}{22,5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \{17,82; 18\}$$

On adopte $h_t=20$ cm

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) cm de charge permanente

G= 2,8 KN/m²

16 cm : l'épaisseur du corps creux

4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression

II.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Pour la largeur de la nervure nous avons :

$b_0= (8 \rightarrow 14)$ soit $b_0=10$ cm

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow b_1 \leq 40,5 \text{ cm}$$

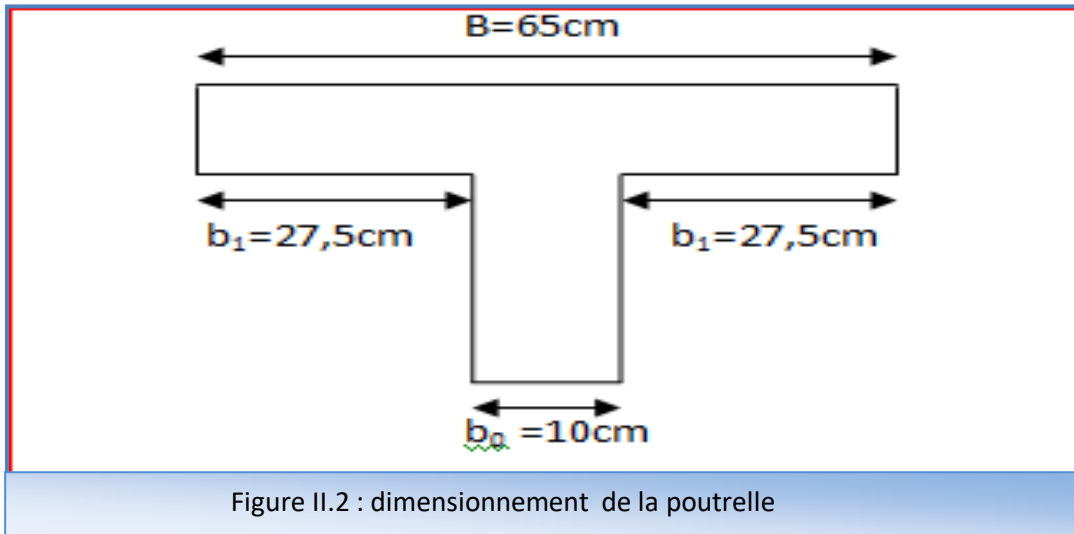
$$b_1 \leq \frac{l_{\text{hourdis}}}{2} \Rightarrow b_1 \leq 27,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm}$$

On prend donc : $b_1= 27,5$ cm

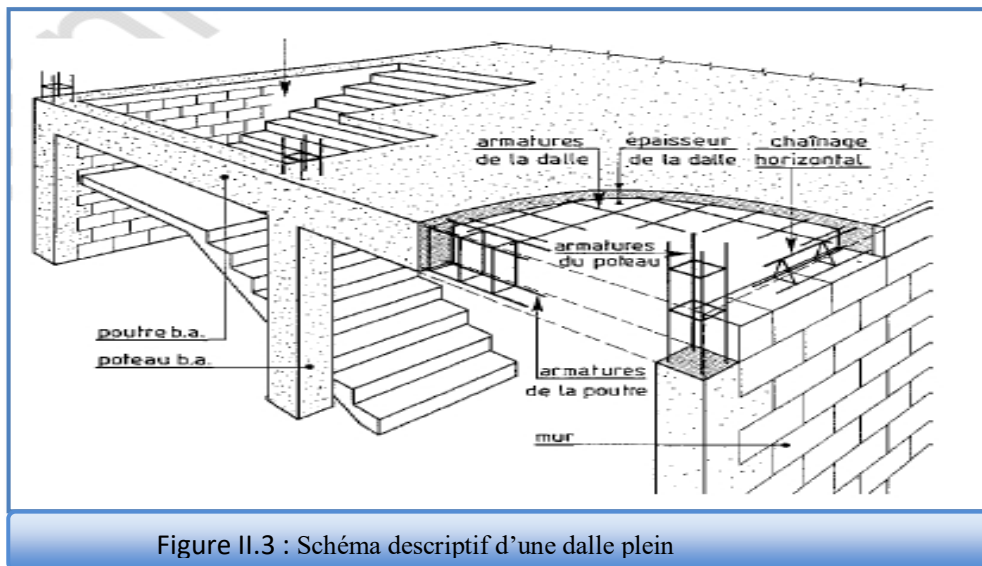
Par conséquent : $b= 2b_1+b_0= 2 \times 27,5+10= 65$ cm

Donc la largeur de la nervure $b = 65 \text{ cm}$



➤ Planchers à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 4 appuis (poutres, poutrelles ou murs.). Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.



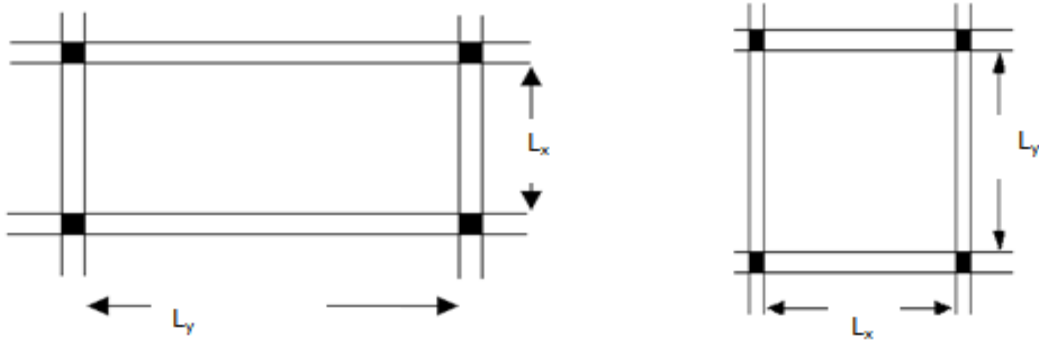


Figure. II.4. Dimension d'un panneau de dalle.

Figure. II.4. Dimension d'un panneau de dalle.

❖ **Résistance au feu :**

- e = 7 cm pour une heure de coupe de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe de feu.
- e = 17.5 cm pour quartes heures de coupe de feu.

➤ **Isolation acoustique:**

Selon les règles techniques « **BAEL 91** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée ($L_x < L_y$) du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4,05 \text{ m} = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{50} < e < \frac{405}{40}$$

$$8,1 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

Donc on a prend une épaisseur **e = 16 cm**

II.3. Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

• **Condition de la flèche :**

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

L : la largeur du plus grand balcon : L=0,95 m

On obtient : $\frac{120}{15} \leq e \leq \frac{120}{20} + 7$

$8 \text{ cm} \leq e \leq 13 \text{ cm}$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

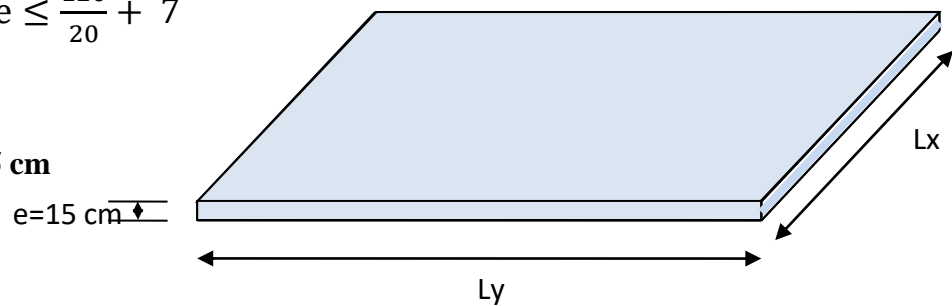


Figure .II.5 : dimensions des balcons

II.4. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage permettant de monter ou de descendre, constitué d'une succession de marches et d'un ou plusieurs paliers de repos.

- ⇒ **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 utilisée de chaque marche.
- ⇒ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracé à 0.5m de la ligne de jour.
- ⇒ **La paillasse** : supporte les marches et les contremarches.
- ⇒ **α** : est l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.
- ⇒ **La volée** : est l'ensemble de marche de palier.

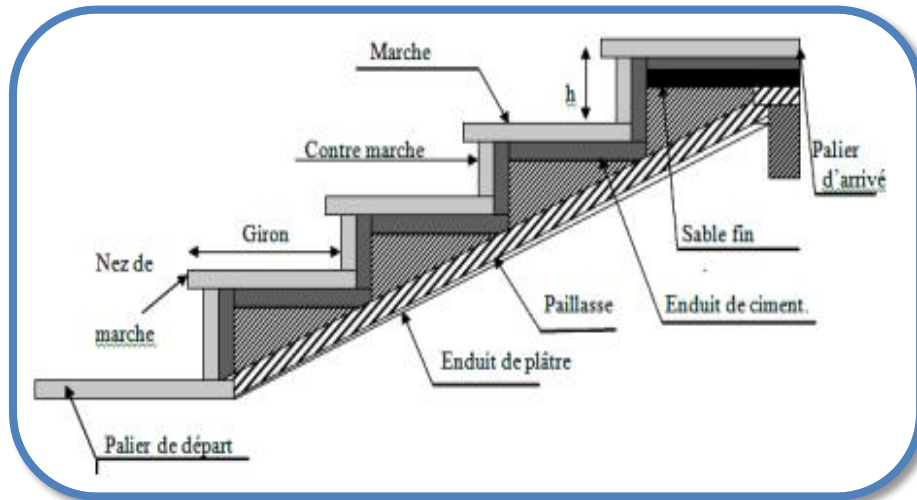


Figure .II.6.Schéma de l'escalier

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **blondel** » : **60cm < m < 65cm.**

Avec :

- $m = g + 2 \times h$
- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ et $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}.$

Vérification de la formule de Blondel : **60 cm ≤ m ≤ 65cm**

On a :

- $m = g + 2 \times h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}.$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V}$

On prend : $\begin{cases} g = 30\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \end{cases}$

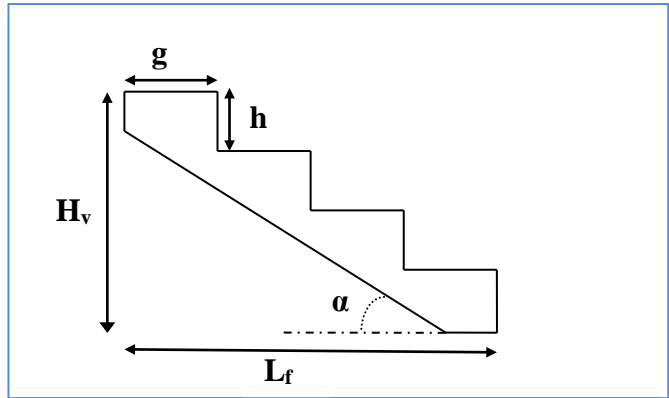


Figure II.7 : Dimension d'un escalier.

Dans ce projet, nous avons 2 types d'escaliers :

✚ Type1 :(Escalier simple)

Hauteur d'étage : $H=3,4\text{m}.$

$H_v = 0,17 \times 8 = 1.36\text{m}$

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

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 7 marches.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 \times 7 = 210 \text{ cm.}$$

➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H_v}{l} = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ.$$

➤ La longueur de la paillasse est :

$$L_p = 2.10 / \sin\alpha = 3,86 \text{ m.}$$

➤ Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{386}{30} < e < \frac{386}{20} \Rightarrow 12,87 \text{ cm} < e < 19,3 \text{ cm}$$

Donc pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe $e=16\text{cm}$.

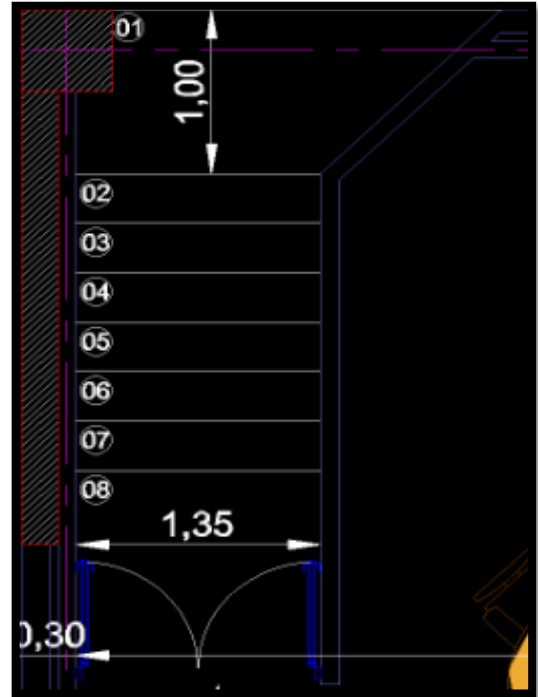


Fig. II.8. Escalier simple Pour RDC.

✚ **Type 2 : (Escalier à 3 volée)**

❖ **Pour sous RDC et 1^{er} étage :** Hauteur d'étage : $H=3,4\text{m}$.

On va diviser la hauteur d'étage sur 3 parties :

• **La première volée :**

➤ La 1^{ère} et la 3^{ème} partie de hauteur $H_1 = 0,17 \times 6 = 1,02$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 5 marches.

➤ La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n) = 30 \times 5 = 150 \text{ cm.}$$

➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1,02}{1,5} \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ.$$

➤ La longueur de la paillasse est :

$$L_p = \frac{1,02}{\sin\alpha} = 1,81 \text{ m.}$$

Condition de résistance : $L = L_p + 1$;

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 11,03 < e < 16,55.$$

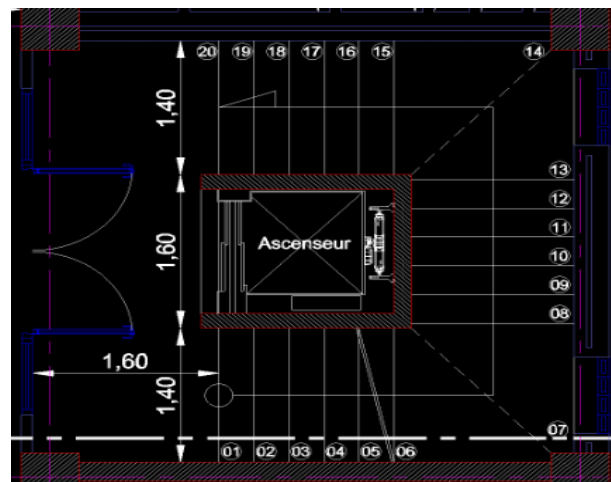


Fig. II.9. Escalier à 3 volée Pour sous RDC 1^{er} étage.

• **la deuxième volée :**

- La 2^{ème} volée de hauteur :

$$H_2 = 0,17 \times 8 = 1,36\text{m}$$

Pour h=17cm on aura 7 marches.

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l=g(n-1)=30 \times 7=210\text{cm.}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1,36}{2,1} \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L_p = \frac{1,36}{\sin\alpha} = 2,5 \text{ m.}$$

- Condition de résistance : $L = L_p + l$;

- $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 15,33 < e < 23.$

Donc pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe e=18cm.

- ❖ **Pour les autres étages :** Hauteur d'étage : H=3.06m.

On va diviser la hauteur d'étage sur 3 parties :

La 1^{ère} et la 2^{ème} 3^{ème} volée de hauteur :

$$H_v = 1.02 \text{ m}$$

Pour h=17cm on aura 5 marches.

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l=g(n-1)=30 \times 5=150\text{cm.}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1,02}{1,5} \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L_p = \frac{1,02}{\sin\alpha} = 1,81 \text{ m.}$$

Condition de résistance : $L = L_p + l$;

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 11,03 < e < 16,55.$$

Donc pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe e=16cm.

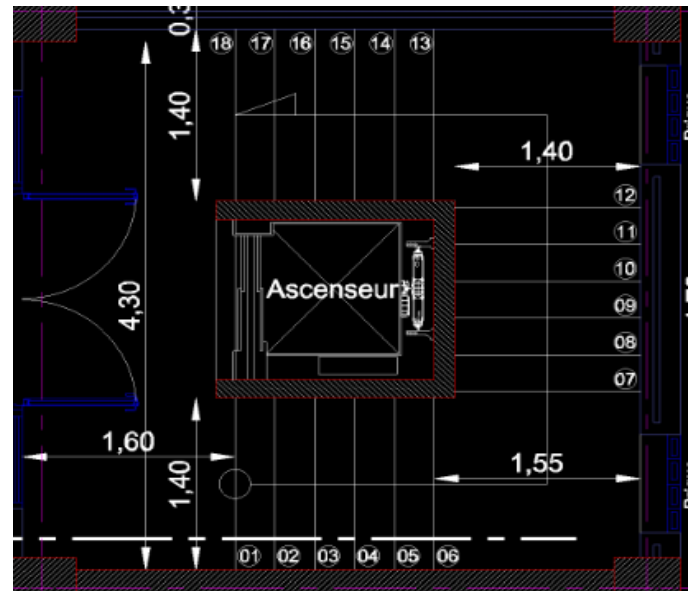


Fig. II.10. Escalier à 3 volée Pour 2^{ème} étage et l'autres.

II.5. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux. Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifié suivant le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.

- D'après le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$

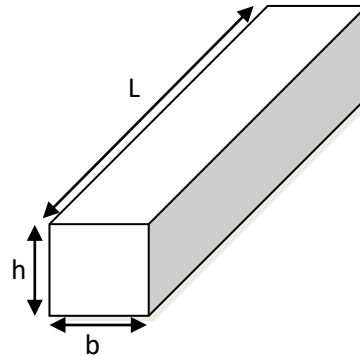


Figure .II.11.Dimensionnement d'une poutre

- D'après le **RPA99 version 2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- L : portée maximale de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

II.5.1. Pré dimensionnement des poutres principales :

Nous avons : L = 4,85 m (la longueur maximale dans le sens transversale).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,5 \text{ cm}$.

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

- $0,3 \times h < b < 0,5 \times h \rightarrow 12 \text{ cm} < b < 20 \text{ cm}$.

On prend : **b = 30 cm**. pour des raisons architecturales.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4$ CV.

Soit : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.5.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Nous avons : $L = 4,05 \text{ m}$ (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm.}$

On prend : $h = 35 \text{ cm.}$

- $0,3 \times h < b < 0,5 \times h \rightarrow 10,5 \text{ cm} < b < 17,5 \text{ cm.}$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$ pour des raisons architecturales.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 < 4$ CV.

Soit : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

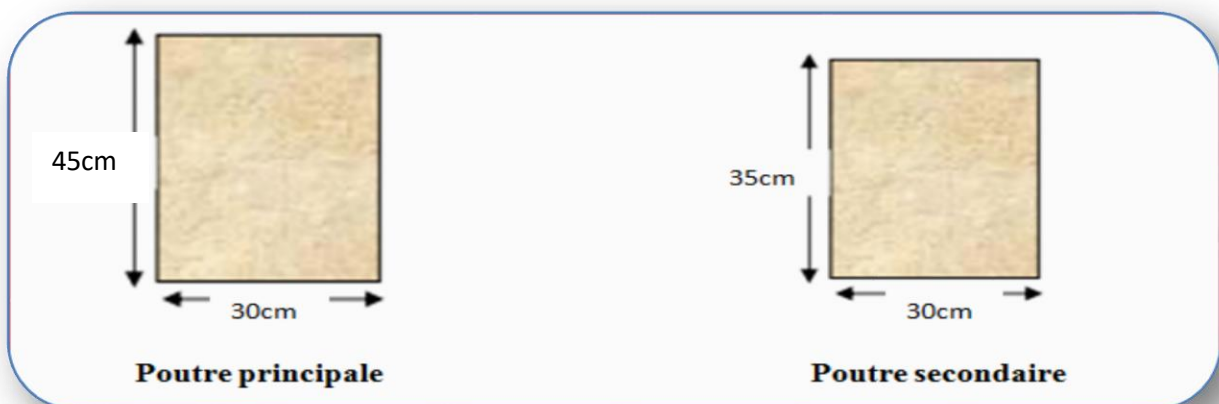


Figure II.12. pré dimensionnement des poutres (Principales et Secondaires)

II.5.3. Poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RAP 99/version 2003**.

➤ **Selon le BAEL91 :**

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$
- $31.33 \leq h \leq 47 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : **h = 45 cm.**

La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h.$
- $13,5 \leq b \leq 22,5 \text{ cm.} \rightarrow$ On prend : **b = 30 cm.**

➤ **Selon le RPA99/ version 2003 :**

- $h \geq 30$: vérifier , $h = 45 \dots \dots \dots$ (CV).
- $b \geq 20$: vérifier , $b = 30 \dots \dots \dots$ (CV).
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,50 < 4 \dots \dots \dots$ (CV).

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b × h=30×45**) cm².

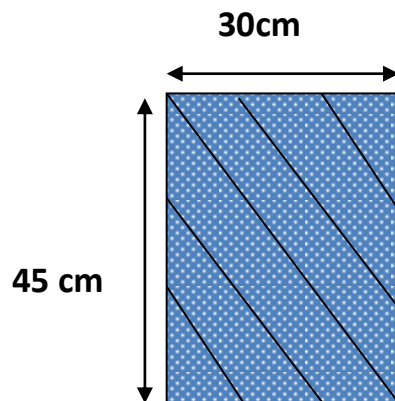


Figure II.13. Poutre palière

II.6-Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme et vent**) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

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

Avec :

L : portée du voile.

e: épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de **15 cm** ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

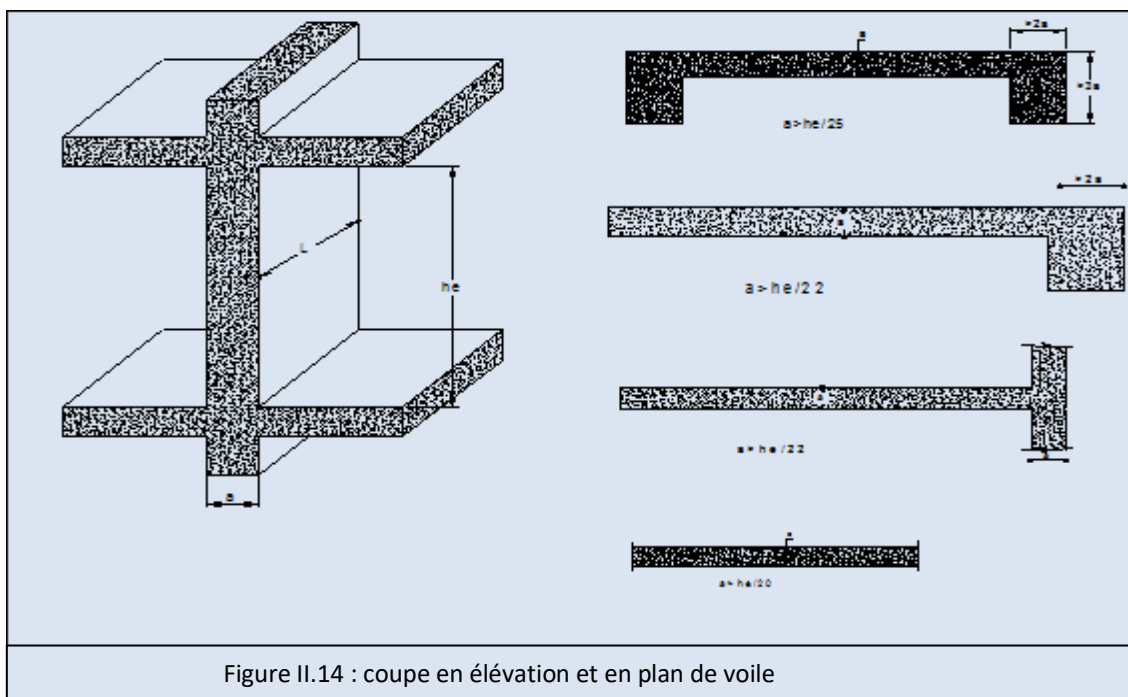


Figure II.14 : coupe en élévation et en plan de voile

a. pour le sous sols

On a la plus petite hauteur libre d'étage $h_e = 2.89 \text{ m}$.

Donc :

- $e > \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max \left[\frac{289}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max [14,45 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$.

Soit : $e = 20 \text{ cm}$.

b. pour le RDC et 1^{ère} étages

On a la plus grande hauteur libre d'étage $h_e = 3,4 \text{ m}$.

Donc :

- $e > \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max \left[\frac{340}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max [17; 15 \text{ cm}] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$.

Soit : $e = 20 \text{ cm}$.

c. pour les autres étages

On a la plus grande hauteur libre d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$.

Donc :

- $e > \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max \left[\frac{306}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$.
- $e > \max [15,30 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$.

Soit : $e = 20 \text{ cm}$.

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments. Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 /version2003**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour **la zone IIa**:

$$\text{Min (b, a)} \geq 30 \text{ cm}$$

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

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

- D'après les règles **BAEL91** :

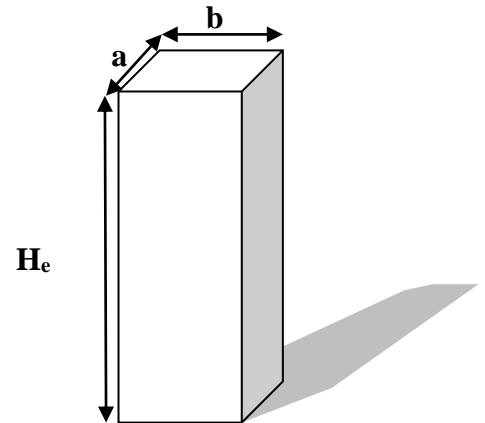


Figure II.15. Dimensionnement d'un poteau

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centrée) est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- **B_r** : section réduite du poteau, **B_r = (a-0,02) (b-0,02)** en m².
- **N_u** : Effort normal maximal à l'ELU (**N_u=1,35×G+1,5×Q**).
- **A_s** : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- **F_e** : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : **f_e=400MPa**).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité du béton tel que : **γ_b =1,5** (situation durable ou transitoire).
- **γ_s** : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : **γ_s =1,15** (situation durable ou transitoire).
- **α** : coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

$$\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$$

$$\Rightarrow N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

✚ Pour : $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708 \rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u$

✚ Pour : $\lambda = 50 \rightarrow \alpha = 0,603 \rightarrow B_r \geq 0,075 \times N_u$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour notre cas, on adopte : $B_r = 0,064 \times N_u$

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

II.8.1 Les planchers :

a. Plancher terrasse en corps creux « inaccessible » :

	Couche et épaisseur (cm)		Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	5(cm)	17	0,85
2	étanchéité	2(cm)	6	0,12
3	Isolation thermique	5(cm)	03	0,15
4	Forme en pente	8 (cm)	22	1,76
5	P- Corps creux	20(cm)	----	2,8
6	Enduit de plâtre	2(cm)	10	0,20
Charge permanente (KN/m²)				5,88

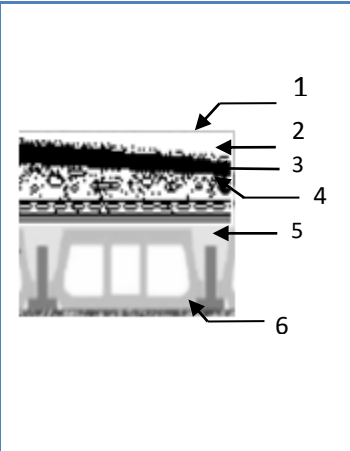


Tableau II-1 : Charge permanente due au plancher terrasse inaccessible

✓ Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

b. Plancher terrasse en corps creux « accessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-carrelage	0,02	22	0,44
2-mortier de pose	0,02	20	0,40
3-couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-forme en pente	0,08	22	1,76
5-plancher corps creux	0,20	/	2,8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			5.96

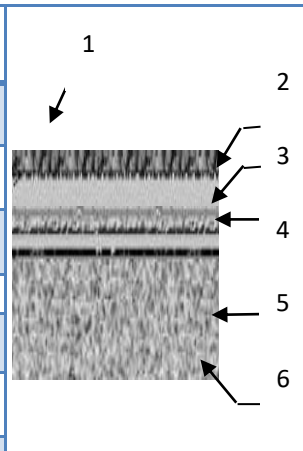


Tableau II-2 : Charge permanente due au plancher terrasse accessible

✓ Surcharge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

c. Plancher étage courant en corps creux (1^{ère} étage jusqu'à 10^{ème} étage) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
1-Cloison	/	/	1,2	
2-Carrelage	0,02	22	0,44	
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40	
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36	
5-plancher corps creux	0,20	/	2,8	
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Total (KN/m²)			5.4	

Tableau II-3 : Charge permanente due au plancher étage courant 1^{ère} étage jusqu'à 10^{ème} étage

✓ Surcharge d'exploitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$, par contre à 1^{er} étage (salle des fêtes) $Q=5\text{KN/m}^2$.

d. plancher sous sol et RDC en dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1,2
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5- plancher dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			6,6

Tableau II- 4 : Charge permanente due au Sous sol et RDC

✓ Surcharge d'exploitation : $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$.

❖ II.8.2 Les balcons :

a. Balcon terrasse accessible :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
2-Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
3-Béton forme de pente	0,1	22	2.2
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,15
5-dalle pleine	0,15	25	3.75
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			6.62

Tableau II- 5 : Charge permanente due au Balcon terrasse accessible

b. Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable	0,02	18	0,36
4-dalle pleine	0,15	25	3.75
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			5.35

Tableau II-6 : Charge permanente due au Balcon étage

✓ Surcharge d'exploitation : Q= 3,5 KN/m².

II.8.3 Les Murs :

a. Murs extérieurs :(épaisseur e = 30cm) :

	Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2-	Brique creux 10cm	11	1,1
3-	Lame d'aire 5cm	----	----
4-	Brique creux 15cm	11	1,65
5-	Enduit de ciment 2cm	20	0,4
Charge permanente (KN/m²)			3,35

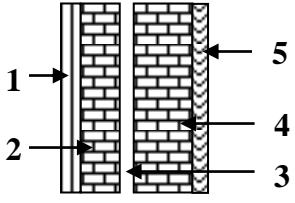


Tableau II-7 : Charge permanente due aux Mur extérieurs

b. Cloisons intérieures:(épaisseur e= 10cm) :

	Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
2-	Brique creux 10cm	11	1,1
3-	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2
Charge permanente (KN/m²)			1,50

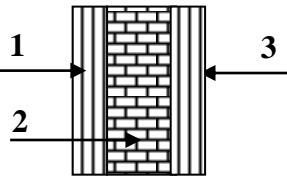


Tableau II-8 : Charge permanente due aux Cloison intérieures.

II.8.4 Les escaliers :**II.8.4.1. Type 1 :****a. Palier :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de palier	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m²)	5,60

Tableau II-9 Charge permanente due à escalier simple

✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

b. La paillasse avec une inclinaison de $32,93^\circ$:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0.17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,16	$25/\cos 32,93^\circ$	4,77
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m ²)			8,50

Tableau II-12 Charge permanente due au Paillasse à $32,93^\circ$

✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

II.8.4.2. Type 2 :

a. Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de palier	0,18	25	4,5
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m ²)			6,10

Tableau II-9 Charge permanente due au Palier simple

c. Palier + une marche :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de palier	0,18	25	4,5
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m ²)			8,225

Tableau II-10 Charge permanente due au Palier + une marche

d. Paillasse :

e. La paillasse avec une inclinaison de 34,22° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,18	25 / cos 34,22°	5,44
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m ²)			9,16

Tableau II-11 Charge permanente due au Paillasse à 34,22°

f. La paillasse avec une inclinaison de 32,93° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,18	25/cos32,93°	5,36
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m ²)			9,08

Tableau II-12 Charge permanente due au Paillasse à 32,93°

II.9. Descente des charges :

On appelle descente de charges l’opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu’ils supportent au niveau de chaque étage jusqu’aux fondations.

D’après le RPA les poteaux de rive et d’angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d’exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans cette partie, une descente des charges pour les poteaux cité ci-après a été faite, dans l’objectif de faire la recherche du poteau le plus sollicité :

- Poteau **intermédiaire (D-2)**.
- Poteau **D’angle (E-1)**.
- Poteau **central (D-4)**.

1. Poteaux d’angle (E-1):

✓ **Surface des planchers:**

$$S_b \text{ étage} = (2,125 \times 1) - 0,01 = 2,115 \text{m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 2,125 \times 2,525 - 0,01 \Rightarrow S_{\text{plancher}} = 5,36 \text{m}^2$$

$$S = 0,1 \times 0,1 = 0,01 \Rightarrow S = 0,01 \text{m}^2$$

$$S_b \text{ terrasse} = (2,125 \times 0,5) - 0,01 = 1,05 \text{m}^2$$

$$S_{b1 \text{ étage}} = \frac{(2,125 \times 0,56)}{2} - 0,01 = 0,585 \text{m}^2$$

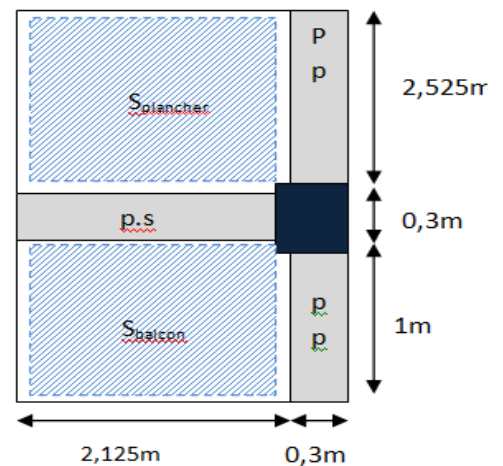


Figure II.16 Les sections entourées par le poteau d’angle à l’étage courant

✓ **Les charges permanentes et des charges d'exploitation :**

• **Planchers**

Plancher terrasse accessible : $G=5,47 \text{ KN/m}^2, Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

$$G=5,47 \times S_p = 5,47 \times 5,36 \Rightarrow G=29,30 \text{ KN}$$

$$Q=1,5 \times S_p = 1,5 \times 5,36 \Rightarrow Q=8,04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{balcon}} = 5,35 \times S_b = 5,35 \times 1,05 \Rightarrow G = 5,62 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3,5 \times 1,05 = 3,68 \text{ KN}$$

Plancher étage courant : $G=5,4 \text{ KN/m}^2, Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

$$G_e = 5,4 \times S_p = 5,4 \times 5,36 \Rightarrow G=28,94 \text{ KN}$$

$$Q_e = 1,5 \times 5,36 \Rightarrow Q=8,04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{b étage}} = 5,35 \times 2,115 \Rightarrow G = 11,32 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{b étage}} = 3,5 \times 2,115 = 7,40 \text{ KN}$$

1^{ère} étage :

$$G_e = 6,6 \times S_p = 6,6 \times 5,36 \Rightarrow G=35,38 \text{ KN}$$

$$Q_e = 5 \times 5,36 \Rightarrow Q=26,8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{b étage}} = 5,35 \times 0,585 \Rightarrow G = 3,13 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{b étage}} = 3,5 \times 0,585 = 2,05 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 5,36 \Rightarrow Q=13,4 \text{ KN}$$

• **Les poteaux :**

Etage courant : $G=0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}$

RDC + 1^{er} étage : $G=0,5 \times 0,5 \times 3,40 \times 25 = 21,25 \text{ KN}$

Sous-Sol : $G=0,5 \times 0,5 \times 2,89 \times 25 = 18,06 \text{ KN}$

• **Les poutres :**

Poutre principale :

$$G_{\text{terrasse}}=0,45 \times 0,3 \times 3,025 \times 25 \Rightarrow G = 10,21 \text{ KN}$$

$$G=0,45 \times 0,3 \times 3,525 \times 25 \Rightarrow G = 11,90 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}}=0,45 \times 0,3 \times 2,525 \times 25 \Rightarrow G = 8,52 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$G=0,35 \times 0,3 \times 2,125 \times 25 \Rightarrow G = 6,38 \text{ KN}$$

• **Murs extérieures :**

Mur extérieure d'épaisseur 30cm : **G=3.35 KN/m²**

RDC : $G=3,35 \times 0,3 \times 4,65 \times 3.4=15,89 \text{ KN}$.

Etage courant : $G=3.35 \times 0,3 \times 4,65 \times 3,06=14.30 \text{ KN}$.

Sous –Sol : $G=3,35 \times 0,3 \times 4,65 \times 2.89=13,51 \text{ KN}$.

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse acc	8,04	1	29,30	8,04
	Balcon terrasse	3,68	1	5,62	3,68
	P. Principale			10,21	
	P. Secondaire			6,38	
	Total	11,72		51,51	11,72
N ₁	Venant de N ₀	11,72		51,51	11,72
	Poids Poteau			19,125	
	Poids murs			15,89	
	Total			86,53	11,72

N₂	Venant de N ₁	11,72		86,53	11,72
	Plancher étage	8 ,04	1	28,94	8,04
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6,38	
	Total	19,76		133,75	19,76
N₃	Venant de N ₂	19,76		133,75	19,76
	Poids Poteau			19,125	
	Poids murs			14,30	
	Total	19,76		167,17	19,76
N₄	Venant de N ₃	19,76		167,17	
	Plancher étage	8,04	0.95	28,94	27,00
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6,38	
	Total			214,39	27,00
N₅	Venant de N ₄			214,39	27,00
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			247,82	40.67

N₆	Venant de N ₅			247,82	
	Plancher étage	8,04	0.9	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6,375	
	Total			306,35	40,09
N₇	Venant de N ₆			306,35	40,09
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			339,78	40,09
N₈	Venant de N ₇			339,78	40,09
	Plancher étage	8,04	0.85	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6,375	
	Total			398,31	51,64
N₉	Venant de N ₈			398,31	63,90
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			431,735	63,90

N₁₀	Venant de N ₉			431,735	63.90
	Plancher étage	8,04	0.8	39.82	
	Balcon étage	7,40	0,8	11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			501,15	61,64
N₁₁	Venant de N ₁₀			501,15	73.19
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			534,58	73.19
N₁₂	Venant de N ₁₁			534,58	73.19
	Plancher étage	8,04	0.75	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			593,11	70,1
N₁₃	Venant de N ₁₂			593,11	70,1
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			626,54	

N₁₄	Venant de N ₁₃			626,54	
	Plancher étage	8,04	0.7	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			626,54	77,016
N₁₅	Venant de N ₁₄			685,07	
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			718,50	88.689
N₁₆	Venant de N ₁₄			718,50	
	Plancher étage	8,04	0.698	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			77,03	87,61
N₁₇	Venant de N ₁₆			777,03	87,61
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			14,30	
	Total			810,46	87,61

N₁₈	Venant de N ₁₇			810,46	
	Plancher étage	8,04	0.666	28,94	
	Balcon étage	7,40		11,32	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			868,99	94,41
N₁₉	Venant de N ₁₈			868,99	
	Poids Poteau			21,25	
	Poids mur			15,89	
	Total			906,13	
N₂₀	Venant de N ₁₉			906,13	94,41
	Plancher étage	26 ,8	0.65	35,38	
	Balcon étage	2,05		3,13	
	P. Principale			8,525	
	P. Secondaire			6.375	
	Total			959,54	111,18
N₂₁	Venant de N ₂₀			959,54	
	Poids Poteau			21,25	
	Poids mur			15,89	
	Total			996,68	111,18

N ₂₂	Venant de N ₂₁			996,68	
	Plancher étage	26 ,8	0.65	35,38	
	P. Principale			8,525	
	P. Secondaire			6.375	128,60
N ₂₃	Venant de N ₂₂			1046,96	
	Poids Poteau			18,06	
	Poids mur			13,51	
	Total			1078,53	128,60

Tableau II.13 Descente des charges pour poteau d'angle.

- $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 1078,53 + 1.5 \times 128,60 = 1648,91 \text{ KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 1078,53 + 128,60 = 1207,13 \text{ KN}$

2. Poteau intermédiaire (D-1):

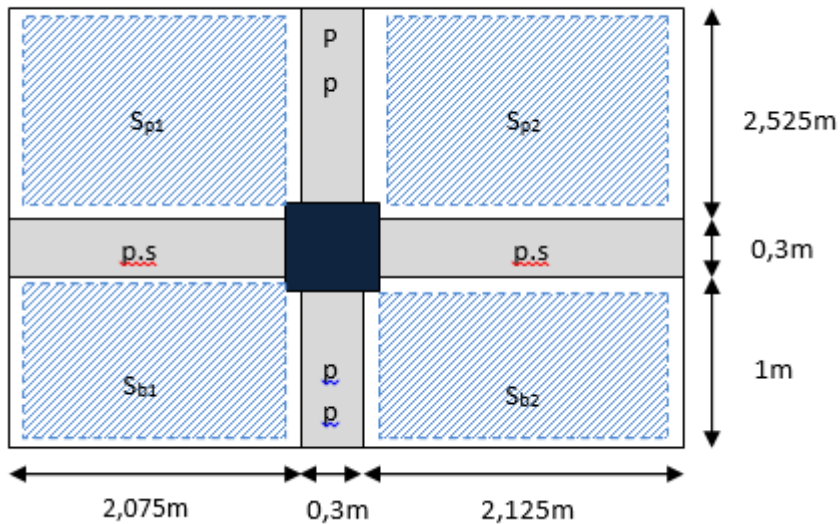


Figure II.17 : Les sections entourées par le poteau intermédiaire à l'étage

✓ Surface des planchers :

$$S = (2.075 + 2.125) \times (2.525 + 1) \Rightarrow S_1 = 14.80 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.1 \times 0.1 \times 4 \Rightarrow S_2 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 - S_2 \Rightarrow S = 14.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = S_{p1} - S_{p2} = (2.075 + 2.125) \times 2.525 - 0.02 = 10.59$$

$$S_{p1} = (2.075 \times 2.525) - 0.01 = 5.36$$

$$S_{\text{balcon}} = S_{b1} - S_{b2} = (2.075 + 2.125) \times 1 - 0.02 = 4.18 \text{ m}^2$$

$$S_{b1} = (2.075 \times 1) - 0.01 = 2.065 \text{ m}^2$$

✓ **Les charges permanentes et des charges d'exploitation :**

- **plancher**

Plancher terrasse accessible :

$$G_{\text{plancher}} = 5.47 \times S_{\text{plancher}} = 5.47 \times 10.59 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 57.93 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times S_{\text{plancher}} = 1.5 \times 10.59 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 15.89 \text{ KN}$$

$$G_{b1} = 6.62 \times S_{b1} = 6.62 \times 2.065 \Rightarrow G_{b1} = 13.67 \text{ KN}$$

$$Q_{b1} = 3.5 \times S_{b1} = 3.5 \times 2.065 \Rightarrow Q_{b1} = 7.23 \text{ KN}$$

Plancher étage courant

$$G_{\text{plancher}} = 5.4 \times S_{\text{plancher}} = 5.4 \times 10.59 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 57.19 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \times S_{\text{plancher}} = 1.5 \times 10.59 \Rightarrow Q_{\text{plancher}} = 15.89 \text{ KN}$$

$$G_{\text{balcon}} = 5.35 \times S_{\text{balcon}} = 5.35 \times 4.18 \Rightarrow G_{\text{balcon}} = 22.363 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3.5 \times S_{\text{balcon}} = 3.5 \times 4.18 \Rightarrow Q_{\text{balcon}} = 14.63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{1ère étage}} = 6.6 \times S_{\text{plancher}} = 6.6 \times 10.59 \Rightarrow G_{\text{1ère étage}} = 69.89 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{1ère étage}} = 5 \times S_{\text{plancher}} = 5 \times 10.59 \Rightarrow Q_{\text{1ère étage}} = 52.95 \text{ KN}$$

$$G_{p1 \text{ rdc}} = 6.6 \times S_{p1} = 6.6 \times 5.36 \Rightarrow G_{p1 \text{ rdc}} = 35.38 \text{ KN}$$

$$Q_{p1 \text{ rdc}} = 2.5 \times S_{p1} = 2.5 \times 5.36 \Rightarrow Q_{p1 \text{ rdc}} = 13.4 \text{ KN}$$

• **Les poteaux :**

Etage courant : $G=0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}$

RDC + 1^{ère} étage : $G=0,5 \times 0,5 \times 3,40 \times 25 = 21,25 \text{ KN}$

sous-sols : $G=0,5 \times 0,5 \times 2,89 \times 25 = 18,06 \text{ KN}$

• **Les poutres :**

Poutre principale :

$G=0,45 \times 0,3 \times 3,425 \times 25 \Rightarrow G = 11,90 \text{ KN}$

$G=0,45 \times 0,3 \times 2,425 \times 25 \Rightarrow G = 8,18 \text{ KN}$

Poutre secondaire :

$G=0,35 \times 0,3 \times [(2,125+2,075)-0,2] \times 25 \Rightarrow G = 10,5 \text{ KN}$

$G=0,35 \times 0,3 \times (2,075-0,1) \times 25 \Rightarrow G = 5,18 \text{ KN}$

• **Murs extérieures :**

Murs extérieure d'épaisseur 30cm : $G=3,35 \text{ KN/m}^2$

RDC : $G=3,35 \times 0,3 \times (2,075+2,125) \times 3,4 = 14,35 \text{ KN}$

Etage courant : $G=3,35 \times 0,3 \times (2,225+2,275) \times 3,06 = 13,84 \text{ KN}$

Sous -Sol : $G=3,35 \times 0,3 \times (2,225+2,275) \times 2,89 = 13,07 \text{ KN}$

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse acc	23,12	1	71,6	23,12
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			94	23,12
N ₁	Venant de N ₀			94	23,12
	Poids Poteau			19,125	
	Poids murs			13,84	

	Total			126,97	
N₂	Venant de N ₁			126,97	23,12
	Plancher étage	30,52	1	79,55	30,52
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			228,92	53,64
N₃	Venant de N ₂			228,92	
	Poids Poteau			19,125	
	Poids murs			13,84	
	Total			261,88	53,64
N₄	Venant de N ₃			261,88	53,64
	Plancher étage	30,52	0.95	79,55	28,994
	P. Principale			11,9	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			363,83	81,11
N₅	Venant de N ₄			363,83	81,11
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			13,84	
	Total			396,8	

N₆	Venant de N ₅			396,8	
	Plancher étage	30.52	0.9	79,55	
	P. Principale			11.90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			498,75	105,52
N₇	Venant de N ₆			498,75	105,52
	Poids Poteau			19.125	
	Poids mur			13,84	
	Total			531,72	105,52
N₈	Venant de N ₇			531,72	105,52
	Plancher étage	30.52	0.85	79,55	
	P. Principale			11.9	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			633,67	126,89
N₉	Venant de N ₈			633,67	126,89
	Poids Poteau			19.125	
	Poids mur			13,84	
	Total			666,64	126,89

N₁₀	Venant de N ₉			666,64	126,89
	Plancher étage	30.52	0.8	79,55	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			768,59	145,2
N₁₁	Venant de N ₁₀			768,59	145,2
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			13,84	
	Total			801,56	145,2
N₁₂	Venant de N ₁₁			801,56	145,2
	Plancher étage	30.52	0.75	79,55	145,2
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			903,51	145,2
N₁₃	Venant de N ₁₂			903,51	145,2
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			13,84	
	Total			936,48	145,2

N₁₄	Venant de N ₁₃			936,48	145,2
	Plancher étage	30.52	0.7	79,55	151,30
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			1038,43	151,30
N₁₅	Venant de N ₁₄			1038,43	151,30
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			13,84	
	Total			1071,4	151,30
N₁₆	Venant de N ₁₄			1071,4	151,30
	Plancher étage	30,52	0.698	79,55	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			1173,35	172,24
N₁₇	Venant de N ₁₆			1173,35	172,24
	Poids Poteau			19,125	
	Poids mur			13,84	
	Total			1206,32	172,24

N₁₈	Venant de N ₁₇			1206,32	172,24
	Plancher étage	67,48	0.666	79,55	
	P. Principale			11,90	
	P. Secondaire			10,5	
	Total			1308,27	210,35
N₁₉	Venant de N ₁₈			1308,27	210,35
	Poids Poteau			21,25	
	Poids mur			13,84	
	Total			1343,36	210,35
N₂₀	Venant de N ₁₉			1343,36	210,35
	Plancher étage	3,4	0.65	35,38	
	P. Principale			8,18	
	P. Secondaire			5,18	
	Total			1392,1	208,06
N₂₁	Venant de N ₂₀			1392,1	
	Poids Poteau			21,25	
	Poids mur			14,35	
	Total			1427,7	208,06

N ₂₂	Venant de N ₂₁			1427,7	208,06
	Plancher étage	13,4	0.65	69,89	
	P. Principale			8,18	
	P. Secondaire			5,18	
	Total			1510,95	216,77
N ₂₃	Venant de N ₂₂			1510,95	216,77
	Poids Poteau			18,06	
	Poids mur			13,07	
	Total			1542,08	216,77

Tableau II.14 Descente des charges pour poteau intermédiaire.

- $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 1542,08 + 1,5 \times 216,77 = 2406,96 \text{ KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 1542,08 + 216,77 = 1758,85 \text{ KN}$

3. Poteau Centrale (D-4):

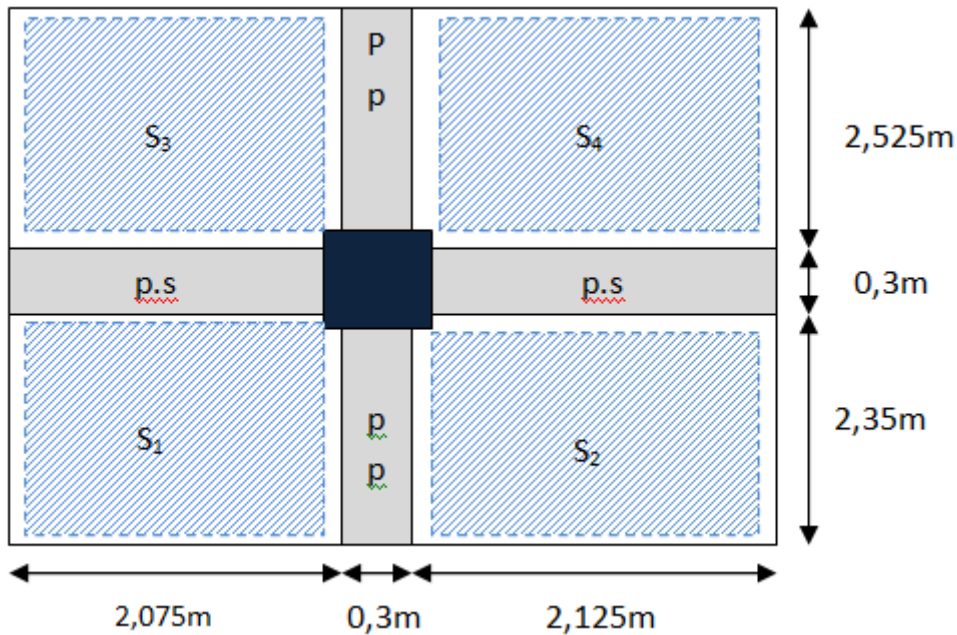


Figure II.18 Les sections entourées par le poteau central à l'étage courant.

✓ **Surface des planchers:**

$$S=0.1 \times 0.1 \Rightarrow S_2=0.01\text{m}^2$$

$$S_1=(2.075 \times 2.35)-0.01=4,87\text{m}^2$$

$$S_2=(2.125 \times 2.35)-0,01 \Rightarrow S_2=4,98\text{m}^2$$

$$S_3=(2.525 \times 2.075)-0,01 \Rightarrow S_3=5,23\text{m}^2$$

$$S_4=(2.525 \times 2.125)-0,01 \Rightarrow S_4=5,35\text{m}^2$$

✓ **Les charges permanentes et des charges d'exploitation :**

• **Planchers :**

Plancher terrasse inaccessible : $G=5,88 \text{ KN/m}^2, Q=1 \text{ KN/m}^2$

$$G=5,88(S_1+S_2)=6.32 \times 9.85 \Rightarrow G=57,92 \text{ KN}$$

$$Q=1(S_1+S_2)=1 \times 9.85 \Rightarrow Q=9.85 \text{ KN}$$

Plancher terrasse accessible : $G=5,47 \text{ KN/m}^2, Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

$$G=5,47(S_1+S_2+S_3+S_4)=5,47 \times 20,43 \Rightarrow G=111,75 \text{ KN}$$

$$Q_1=3.5(S_1+S_2)=3.5 \times 9.85 \Rightarrow Q=34,48 \text{ KN}$$

$$Q_2=1.5(S_3+S_4)=1.5 \times 10,58 \Rightarrow Q=34,48 \text{ KN}$$

Plancher étage courant (corps creux) : $G=5.4 \text{ KN/m}^2, Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G=5.4 \times 20,43 = 110,32 \Rightarrow G=110,32 \text{ KN}$$

$$Q_e=1.5 \times 20,43 = 30,65 \Rightarrow Q=30,65 \text{ KN}$$

Plancher de 1^{ère} étage et RDC (dalle pleine): $G=6,6 \text{ KN/m}^2$

$$G=6.6 \times 20,43 = 134,34 \Rightarrow G=134,34 \text{ KN}$$

$$Q_1=5 \times (S_1+S_4)=2.5 \times 10.1 \Rightarrow Q=50,5 \text{ KN}$$

$$Q_2=1,5 \times 4,98 = 7,47 \Rightarrow Q=7,47 \text{ KN}$$

$$Q_2=2,5 \times 5,35 = 13,38 \Rightarrow Q=13,38 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC1} = 2,5 \times (S_1 + S_3 + S_4) = 38,625 \Rightarrow Q = 38,625 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC2} = 1,5 \times (4,98) = 7,47 \text{ KN}$$

Plancher sous-sol (parking) : $G = 6,6 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 6,6 \times 20,43 = 134,838 \text{ KN}$$

- **Les poteaux :**

Etage courant : $G = 0,5 \times 0,5 \times 3,06 \times 25 = 19,125 \text{ KN}$

RDC + 1^{er} étage : $G = 0,5 \times 0,5 \times 3,40 \times 25 = 21,25 \text{ KN}$

Sous-sols : $G = 0,5 \times 0,5 \times 2,89 \times 25 = 18,06 \text{ KN}$

- **Les poutres :**

Poutre principale :

$$G = 0,45 \times 0,3 \times (2,35 + 2,525) \times 25 \Rightarrow G = 19,83 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$G = 0,35 \times 0,3 \times (2,125 + 2,075) \times 25 \Rightarrow G = 11,025 \text{ KN}$$

- **Murs extérieures :**

Mur extérieur d'épaisseur 30cm : $G = 3,35 \text{ KN/m}^2$.

RDC : $G = 3,35 \times 0,3 \times (2,225 + 2,275) \times 3,4 = 15,376 \text{ KN}$

Etage courant : $G = 3,35 \times 0,3 \times (2,225 + 2,275) \times 3,06 = 13,84 \text{ KN}$

Sous - Sol : $G = 3,35 \times 0,3 \times (2,225 + 2,275) \times 2,89 = 13,07 \text{ KN}$

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse	9,85	1	57,92	9,85
	Acrotère			7,70	
	P. Principale			7,93	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			84,58	9,85

N₁	Venant de N ₀			84,58	9,85
	Poids Poteau			19,125	
	Poids murs			13,84	
	Total			117,55	9,85
N₂	Venant de N ₁			117,55	
	Plancher t. acc	50,35	1	111,75	60,2
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			260,16	60,20
N₃	Venant de N ₂			260,16	60,20
	Poids Poteau			19,125	
	Total			279,29	60,20
N₄	Venant de N ₃			279,29	60,20
	Plancher étage	30,65	0,95	110,32	86,8
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			420,47	86,8
N₅	Venant de N ₄			420,47	86,8
	Poids Poteau			19,125	
	Total			439,60	86,8
N₆	Venant de N ₅			439,60	86,8
	Plancher étage	30,65	0,9	110,32	110,34
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			580,78	110,34
N₇	Venant de N ₆			580,78	110,34
	Poids Poteau			19,125	
	Total			599,905	110,34

N₈	Venant de N ₇			599,905	110,34
	Plancher étage	30,65	0,85	110,32	130,81
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			741,09	130,81
N₉	Venant de N ₈			741,09	130,81
	Poids Poteau			19,125	
	Total			760,21	130,81
N₁₀	Venant de N ₉			760,21	130,81
	Plancher étage	30,65	0,8	110,32	148,21
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			901,39	148,21
N₁₁	Venant de N ₁₀			901,39	148,21
	Poids Poteau			19,125	
	Total			920,52	148,21
N₁₂	Venant de N ₁₁			920,52	
	Plancher étage	30,65	0,75	110,32	162,55
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1061,70	162,55
N₁₃	Venant de N ₁₂			1061,70	162,55
	Poids Poteau			19,125	
	Total			1080,82	162,55
N₁₄	Venant de N ₁₃			1080,82	162,55
	Plancher étage	30,65	0,7	110,32	173,83
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1222	173,83

N₁₅	Venant de N ₁₄			1222	173,83
	Poids Poteau			19,125	
	Total			1241,13	173,83
N₁₆	Venant de N ₁₅			1241,13	
	Plancher étage	30,65	0.698	110,32	191,67
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1382,31	191,67
N₁₇	Venant de N ₁₆			1382,31	191,67
	Poids Poteau			19,125	
	Total			1401,43	191,67
N₁₈	Venant de N ₁₇			1401,43	
	Plancher étage	30,65	0.666	110,32	206,88
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1542,61	206,88
N₁₉	Venant de N ₁₈			1542,61	206,88
	Poids Poteau			19,125	
	Total			1561,74	206,88
N₂₀	Venant de N ₁₉			1561,74	206,88
	Plancher étage	30,65	0.65	110,32	227,10
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1702,92	227,10
N₂₁	Venant de N ₂₀			1702,92	227,10
	Poids Poteau			21,25	
	Total			1724,17	227,10

N ₂₂	Venant de N ₁₉			1724,17	227,10
	Plancher étage	61,35	0,65	134,34	241,84
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			1889,37	241,84
N ₂₃	Venant de N ₂₀			1889,37	241,84
	Poids Poteau			21,25	
	Total			1910,62	241,84
N ₂₄	Venant de N ₁₉			1910,62	241,84
	Plancher étage	61,35	0,636	134,34	276
	P. Principale			19,83	
	P. Secondaire			11,03	
	Total			2075,82	276
N ₂₅	Venant de N ₂₀			2075,82	276
	Poids Poteau			18,06	
	Total			2093,88	276

Tableau II. 15 Descente des charges pour poteau centrale .

- $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 2093,88 + 1,5 \times 276 = 3240,74 \text{KN}$
- $N_{ser} = G + Q = 2093,88 + 276 = 2369,88 \text{KN}$

Le poteau central est le poteau le plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux de même niveau avec les charges de poteau central :

$$N_u = 3240,74 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2369,88 \text{KN}$$

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 3564,81 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2606,868 \text{ KN}$$

II. 11. Dimensionnement de la section du Poteau :

✚ Niveau: (sous sol,RDC,1^{ère} étage) :

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u = 0,064 \times 3,56481 = 0,228 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,5 \text{ m}$:

Donc

$$B_r = 0,48 \times (h - 0,02) \geq 0,228 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,495 \text{ m} \text{ On prend } h = 0,50 \text{ m.}$$

$$B_r = (0,5 - 0,02) (0,5 - 0,02) = 0,2304 \text{ m}^2 \geq 0,228 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C V}$$

➤ Vérification vis-à-vis le flambement :

1^{er} étage : $h_e = 3,4 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,707 l_0 \times 2 \frac{\sqrt{3}}{0,5}$$

$$= 0,707 \times 3,4 \times 2 \frac{\sqrt{3}}{0,5} = 16,65$$

$$\lambda = 16,65 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification vis-à-vis le RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Sous- sol : $h_e = 3,4 \text{ m}$

▪ $h > 25 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $b > \frac{h_e}{20} \rightarrow b = 50 \text{ cm} > 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Donc on adopte la section du poteau : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

✚ Niveau: (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étages):

$N_u = 2418,67 \text{ KN}$

$N_{ser} = 1768,62 \text{ KN}$

Pour majoration de 10% :

$N_u = 2660,54 \text{ KN}$

$N_{ser} = 1945,48 \text{ KN}$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u = 0,064 \times 2,660537 = 0,170 \text{ m}^2$

On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,45 \text{ m}$:

Donc

$B_r = 0,43 \times (h - 0,02) \geq 0,170 \text{ m}^2$.

$h \geq 0,416 \text{ m}$ On prend $h = 0,45 \text{ m}$.

$B_r = (0,45 - 0,02) (0,45 - 0,02) = 0,185 \text{ m}^2 \geq 0,170 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C V}$

➤ Vérification vis-à-vis le flambement :

$h_e = 3,06 \text{ m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.707 l_0 \times 2 \frac{\sqrt{3}}{0,5}$

$= 0.707 \times 3,06 \times 2 \frac{\sqrt{3}}{0,5} = 14.98$

$\lambda = 14.98 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ Vérification vis-à-vis le RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Sous- sol : $h_e = 3,06 \text{ m}$

▪ $h > 25 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $b > \frac{h_e}{20} \rightarrow b = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Donc on adopte la section du poteau du 2^{ème} à 4^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.

✚ Niveau: (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étages):

$$N_u = 1702,93 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1243,37 \text{ KN}$$

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 1873,223 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1367,71 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u = 0,064 \times 1,873223 = 0,120 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,40 \text{ m}$:

Donc

$$B_r = 0,38 \times (h - 0,02) \geq 0,120 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,336 \text{ m} \text{ On prend } h = 0,40 \text{ m.}$$

$$B_r = (0,40 - 0,02) (0,40 - 0,02) = 0,144 \text{ m}^2 \geq 0,120 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C V}$$

➤ Vérification vis-à-vis le flambement :

$$h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.707 l_0 \times \frac{\sqrt{3}}{0,5}$$

$$= 0.707 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{3}}{0,5} = 14.98$$

$$\lambda = 14.98 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification vis-à-vis le RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Sous- sol : $h_e = 3,06 \text{ m}$

▪ $h > 25 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $b > \frac{h_e}{20} \rightarrow b = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Donc on adopte la section du poteau du 5^{ème} à 8^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

✚ Niveau: (9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} étages):

$$N_u = 723,66 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 524,4 \text{ KN}$$

Pour majoration de 10% :

$$N_u = 796,026 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 576,84 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u = 0,064 \times 1,873223 = 0,051 \text{ m}^2$$

On a $B_r = (h - 0,02) \times (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,35 \text{ m}$:

Donc

$$B_r = 0,33 \times (h - 0,02) \geq 0,051 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,174 \text{ m} \text{ On prend } h = 0,35 \text{ m.}$$

$$B_r = (0,35 - 0,02) (0,35 - 0,02) = 0,11 \text{ m}^2 \geq 0,051 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C V}$$

➤ Vérification vis-à-vis le flambement :

$$h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.707 l_0 \times \frac{\sqrt{3}}{0,5}$$

$$= 0.707 \times 3,06 \times 2 \frac{\sqrt{3}}{0,5} = 14.98$$

$$\lambda = 14.98 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification vis-à-vis le RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Sous- sol : $h_e = 3,06 \text{ m}$

▪ $h > 25 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $b > \frac{h_e}{20} \rightarrow b = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Donc on adopte la section du poteau du 5^{ème} à 8^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a calculé le prédimensionnement des différents éléments principaux et secondaires qui constituent notre structure : plancher, poutres, escalier, voiles...etc.

Ainsi nous avons adopté les différentes sections des poteaux selon la descente des charges



Chapitre III :

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (planchers, escalier, acrotère et balcon). Cette étude se fait en suivant le règlement **BAEL91** comme suite : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**E.L.U** et à l'**E.L.S**.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

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

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

➤ Dimensionnement :

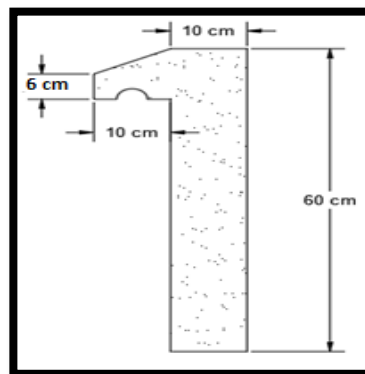


Figure III.1 Dimension de l'acrotère

➤ Evaluation des charges :

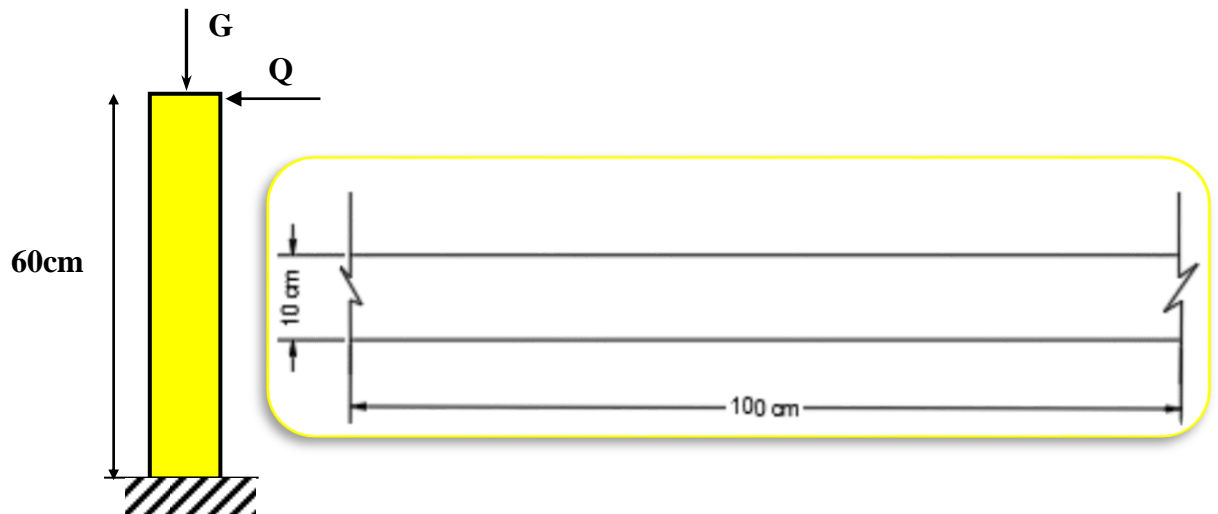


Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale

➤ Les charges permanentes :

- $S = [0,6 \times 0,1 + 0,06 \times 0,1 + 0,1 \times \frac{0,04}{2}] \rightarrow S = 0,068 \text{ m}^2$.
- $G = \rho_b \times S = 0,068 \times 25 = 1,7 \text{ KN/ml}$

III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :

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

$$F_P = 4 \times A \times C_p \times W_P$$

Avec :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A = 0,15**.
- ✓ **C_p**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C_p = 0,8**.
- ✓ **W_P**: le poids propre de l'acrotère : **W_P = 1,7 KN/ml**
- ✓ **F_P** = $4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7 = \mathbf{0,816 \text{ KN/ml}}$

G	$N_G = 1,7 \frac{KN}{ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H \times Q = 0,6 \times 1 = 0,60 \frac{KN}{ml}$	$T_Q = Q = 1 \frac{KN}{ml}$
Fp	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 \times 0,816 = 0,489 \frac{KN}{ml}$	$T_{Fp} = F_p = 0,816 \frac{KN}{ml}$

Tableau III-1 Evaluation des moments et efforts tranchants

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.816 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \frac{KN}{ml} .$$

On a : $F_p < Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations **Q**.

- Poids propre : $N_G = 1,7 \text{KN/ml}$
- Surcharge : $(Q) = 1 \text{KN/ml}$
- Un moment : $M_{Q1} (Q) = 0,6 \text{KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_{Q1} = 1 \text{KN/ml}$
- **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à **ELU** :

- $N_u = 1,35 \times W_G = 1,35 \times 1,7 = 2,29 \text{KN/ml}$
- $M_u = 1,5 \times M_{Q1} = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{KN/ml}$
- $T_u = 1,5 \times T_{Q1} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN/ml}$

Calcul à **ELS** :

- $N_s = W_G = 1,7 \text{KN/ml}$
- $M_s = M_{Q1} = 0,6 \text{KN/ml}$
- $T_u = T_{Q1} = 1 \text{KN/ml}$

	$N \left(\frac{KN}{ml} \right)$	$M \left(\frac{KN \cdot m}{ml} \right)$	$T \left(\frac{KN}{ml} \right)$
ELU	2,29	0,9	1,5
ELS	1,7	0,6	1

Tableau III.2.Evaluation des sollicitations

➤ **Ferraillage :**

a. Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,29} = 0,39 \text{ m.}$
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ m.}$

$e_u > e_0$; le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

b. Calcul de l'élancement :

D'après CBA93, l'article B.8.3.2 :

- $L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0,60 = 1,2 \text{ m}$ (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec: $I = \frac{b \times h^3}{12}$, $B = b \times h$.
- $i = 0.03$
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40.$

L_f : la longueur de flambement.

h : l'épaisseur de l'acrotère.

λ : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 \times \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (435.5, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100$ → Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

c. L'excentricité additionnelle :

- $e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{60}{250}) \rightarrow e = 0,02 \text{ m.}$

➤ **Calcul du coefficient de Majoration :**

- $\gamma_f = \min \left[1 + 0,15 \left(\left(\frac{\lambda}{352} \right)^2 \times \frac{h}{e_u} \right); 1,4 \right] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min[1,018; 1,4] = 1,018 \text{ m.}$

Avec : γ_f : coefficient de majoration.

On trouve que $\gamma_f = 1,02$.

➤ **Sollicitations majorées :**

ELU :

- $N'_u = [\gamma_f \times N_u] \times 1 = 2,33 \text{ KN.}$
- $M'_u = [\gamma_f \times M_u] \times 1 = 0,92 \text{ KN. m.}$

ELS :

- $N'_s = [N_s] \times 1 = 1,7 \text{ KN.}$
- $M'_s = [M_s] \times 1 = 0,60 \text{ KN. m.}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f \times N_u] \times 1$	$M'_u = [\gamma_f \times M_u] \times 1$	$N'_s = [N_s] \times 1$	$M'_s = [M_s] \times 1$
2,33	0,92	1,7	0,60

Tableau III.3.Evaluation des sollicitations après majoration

III-2-3.Ferraillage :

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$, Avec: $d = 8 \text{ cm.}$
- $M_{ua} = 0,92 + 2,33 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1 \text{ KN. m.}$

➤ **Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0110$
- $\mu_l = 0,392(\text{Fe E400}) > 0,0110 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{Pas d'acier comprimé}).$

- $\varepsilon_s = 10\%$.
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$.
- $\mu_{bu} = 0,0110 \rightarrow \alpha = 0,014$.
- $Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 7,955 \text{ cm}$.
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{su}} = \frac{1 \times 10^6}{79,55 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$.
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,35 \text{ cm}^2$.

➤ Calcul de la section à l'ELS :

$$N'_s = 1,7 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0,60 \text{ KN.m.}$$

a. La contrainte du béton :

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

b. La contrainte de l'acier :

La Fissuration et considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$.
- $\eta = 1,6$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 201,63 \right] = 201,63 \text{ Mpa}$.

➤ Calcul de l'excentricité :

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35 \text{ m}$.
- $e^0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,167 \text{ m}$.

$e_s > e_0$, Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$, Avec: **d = 8 cm.**
- $M_{sa} = 0,60 + 1,7 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,65 \text{ KN.m.}$

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 \times \sigma_{bc} \times \frac{d}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$; **x = 0,042m.**
- $z = d - \frac{x}{3}$; **z = 0,066 m.**
- $M_l = 0,5 \times b \times x \times z \times \sigma_{bc}$; **M_l = 20,79 KN.m.**
- $M_{sa} < M_l$, donc : **A' = 0,00 cm².**
- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) \times \left[\left(\frac{M_{sa}}{z}\right) - N'_s\right]$; **A_s = $\left(\frac{1}{201,63}\right) \times \left[\left(\frac{0,65 \times 10^6}{0,066 \times 10^3}\right) - 1,7 \times 10^3\right]$.**
- **A_s = 0,40 $\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.**

➤ **Vérification de condition de non fragilité :** On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

Donc : **A_s > max[A_s, A_u, A_{smin}]. → A_s > max[0,4; 0,35; 0,966]. → A_s ≥ 0,966 cm².**

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **A_s adopté → 4HA8 = 2,01 $\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ espacée de 25 cm.**

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$.

On adopte **A_r → 3HA8 = 1,51cm²** avec un espacement de **25 cm.**

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : **$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.**

- **$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$**
- **$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser}$.**
- **$K = \frac{M_{ser}}{I}$.**

➤ **Position de centre de pression c :**

C : C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_s = 5 - 35 \rightarrow C = -30 \text{ cm.}$

Y₁ : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$C < 0 \rightarrow$ il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec : $\frac{b \times y^2}{2} + n \times (A_s + A'_s) \times y - n \times (d \times A_s - d' \times A'_s) = 0$, avec: $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

Après la solution de l'équation on trouve : **y = 1,915 cm.**

- $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2.$
- $I = \frac{1 \times 1,915^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 1,915)^2 = 1337,65 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \times 10^6}{1337,65 \times 10^4} = 0,048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}.$

➤ **La contrainte du béton :**

- $\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 0,919 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = 0,919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV).}$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{st} = K \times n(d - y) = 43,81 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{st} = 43,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV).}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa.}$
- $T_u = Q \times 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$
- $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ Mpa.}$

$\tau_u < \tau'_u \dots \dots \dots \text{(CV)}$

➤ Schéma de Ferrailage :

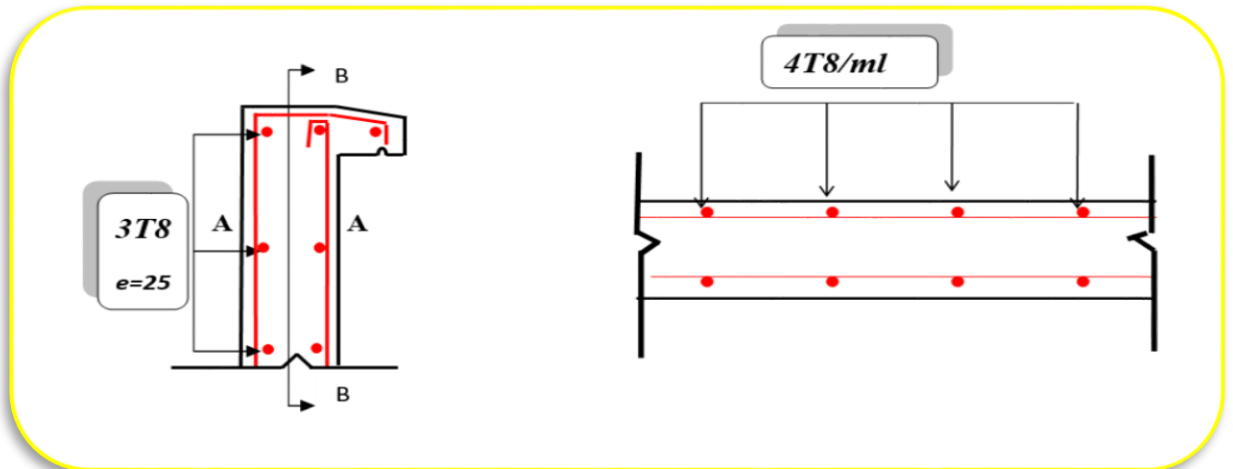


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère

III.3. Planchers :

III.3.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

III.3.2. dalle corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (16x20x65) cm³, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur.

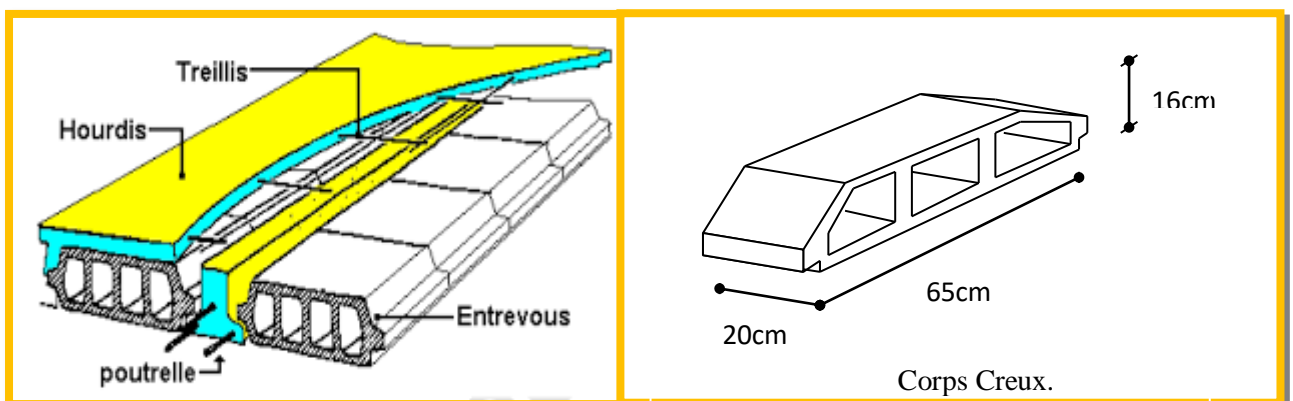


Figure .III.4 : Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.

Le calcul sera pour les deux éléments :

- * Poutrelle,
- * La table de compression.

III.3.2.1 Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (16+4) qui repose sur des poutrelles. Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis)

III.3.2.2. Méthode de calcul

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✚ Méthode forfaitaire.
- ✚ Méthode de Caquot.

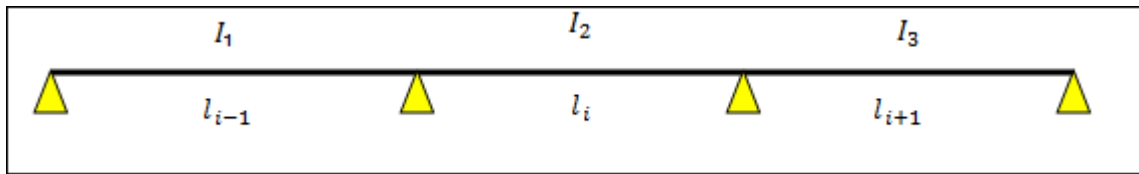
❖ Méthode forfaitaire

➤ Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à sur charges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- ✚ Les charges d'exploitations sont modère, c'est-à-dire ou : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- ✚ Les moments d'inerties sont constantes sur les différents travées : $I = \text{constant}$.
- ✚ Les portées vérifier la relation suivant : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- ✚ Les fissurations sont considérées **non préjudiciables** à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.



➤ **Calcul des moments forfaitaires**

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchant dans la travée de comparaison « moment isostatique »

M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs absolues des moments M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\pm M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2} \right) \geq \max\{1.05 \times M_0 \mid (1 + 0.3 \times \alpha)M_0\} \rightarrow \text{la formule générale}$$

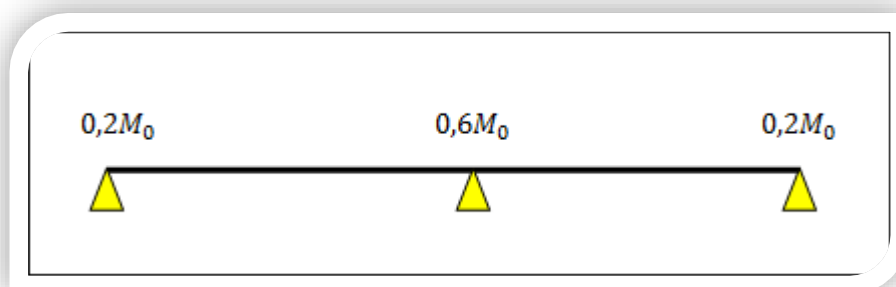
$$\pm M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow \text{expression du moment pour la travée de rive}$$

$$\pm M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow \text{expression du moment pour la travée intermédiaire}$$

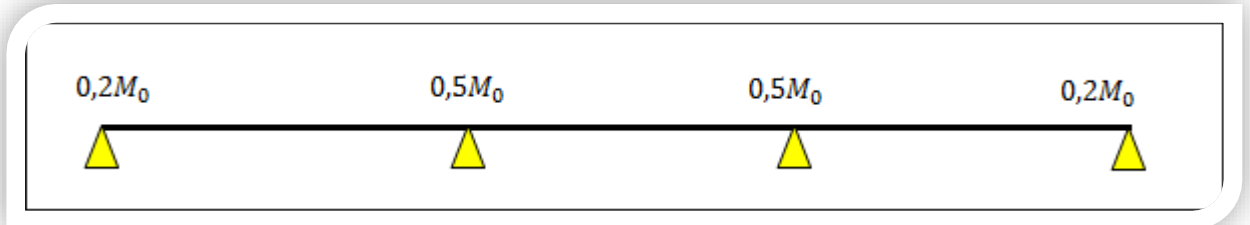
$$\pm M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow \text{expression du moment isostatique}$$

1) Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

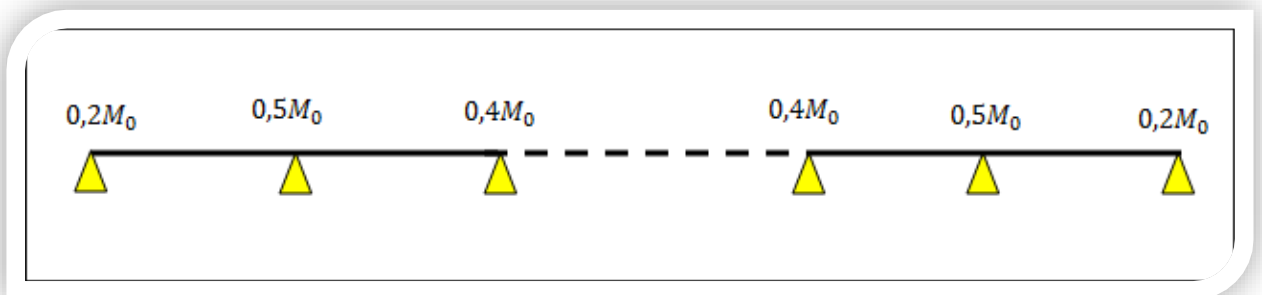
a) cas de 02 travées :



b) cas de 03 travées:



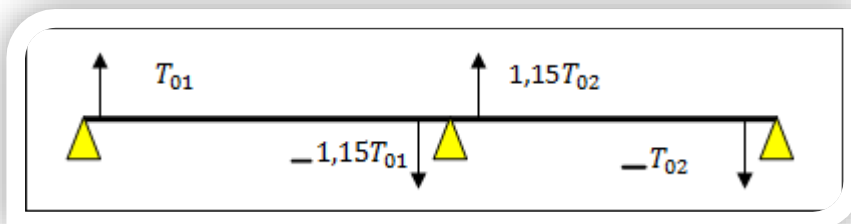
c) cas de plus de 03 travées :



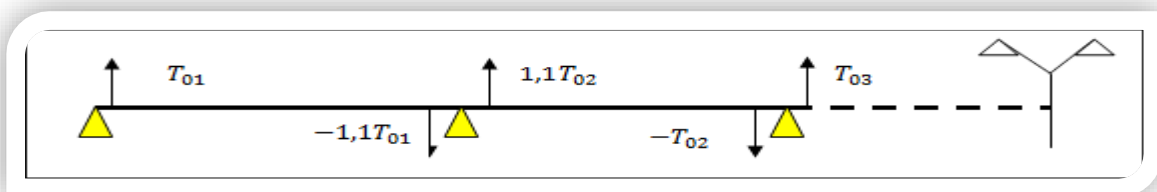
➤ **Calcul des efforts tranchant**

$$T_{0i} = \frac{q_u \times L_i}{2}$$

a) Cas d'une poutre à deux travées :



a) Cas d'une poutre à plusieurs travées :



❖ La méthode de Caquot

➤ Principe de la méthode (CAQUOT)

Cette méthode est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments en travée.

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive (l') pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 du dénominateur par 8.5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

La méthode de Caquot possède des formules pour les charges concentrées différentes à celle des charges uniformément réparties, dans notre cas on concerne pour les charges uniformément réparties

➤ Calcul des moments de CAQUOT

$$M_i = \frac{(q_w \times l'_w)^3 + (q_e \times l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)} \rightarrow \text{Expression du moment pour les appuis (i)}$$

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1.25 M_0 \rightarrow \text{Expression du moment pour travées}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow \text{expression du moment isostatique}$$

Avec: $\begin{cases} l'_{w,e} = l \rightarrow \text{pour la travées de rive} \\ l'_{w,e} = 0.8l \rightarrow \text{pour la travées intermédiaire} \end{cases}$

➤ Calcul des Efforts tranchants

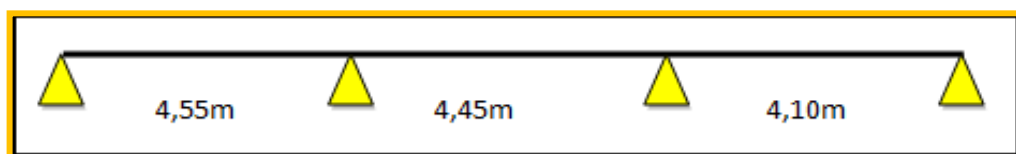
$$\begin{cases} T_w = T_0 + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -T_0 + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases} \quad \text{Avec : } T_0 = \frac{q \times l}{2}$$

• T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

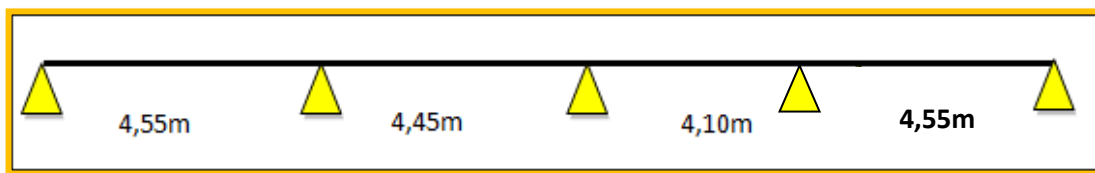
III.3.2.3. Les Types de poutrelles à calculer :

Dans notre structure, nous avons 04 types des poutrelles

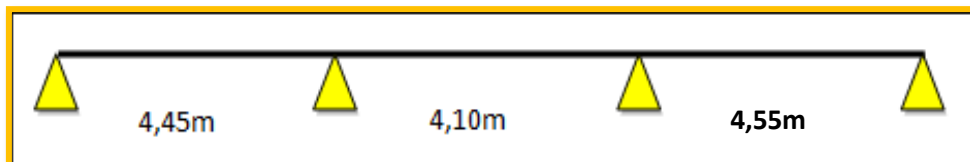
➤ Type 1:



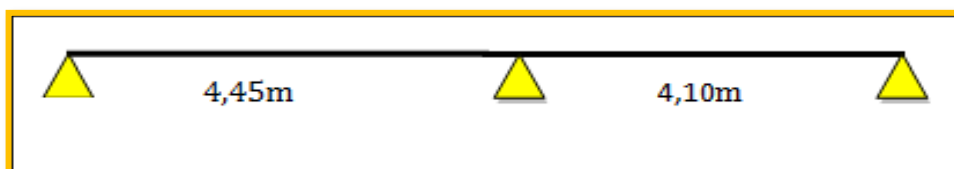
➤ **Type 2 :**



➤ **Type 3 :**



➤ **Type 4 :**



III.3.2.4 Choix de la méthode de calcul :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher terrasse inaccessible (buanderie):

Nous avons 02 types des poutrelles dans le plancher de buanderie :

Types	Schéma statique
1 ^{ère} Type	
2 ^{ème} Type	

➤ **Condition 1 :**

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

$$Q_{\text{terrasse inaccessible}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{ 2 \times 5,88 ; 5 \} \text{ KN/m}^2 = 11,76 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :**

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

On a :

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,45} = 1,02 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,55} = 0,98 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,10} = 1,09 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,45} = 0,92 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,55} = 0,9 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,10} = 1,11 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

⇒ Donc Les 4 conditions sont vérifiées pour les 2 types, **donc la méthode FORFAITAIRE est applicable.**

III.3.2.4. application de la méthode forfaitaire :

■ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5,88 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0.65 m : $G = 3,822 \text{ KN/ml}$.

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

Pour une bonde de 0.65 m : $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$.

a) **Calcul des sollicitations :**

↪ **Type 1 :**

✓ Combinaisons des charges :

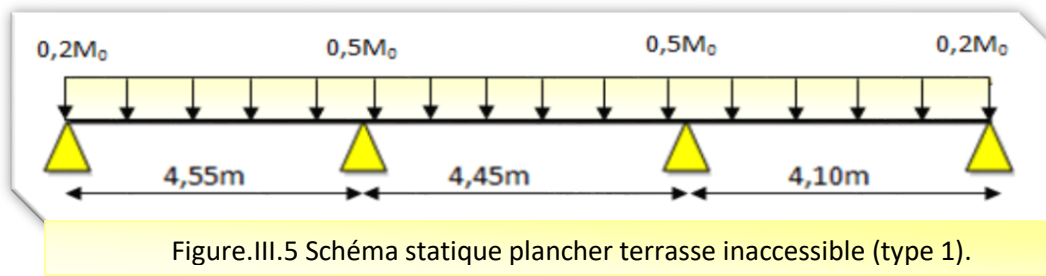
$$E.L.U : P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S : P_{service} = G + Q$$

	$G(KN/ml)$	$Q(KN/ml)$	q_{ultime}	$q_{service}$
Plancher terrasse inaccessible	3,822	0,65	6,135	4,472

Tableau.III.4. Charges supportées par les poutrelles (terrasse inaccessible)

b-Calcul des moments



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.65}{3.822 + 0.65} = 0.145$$

En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6,135	15,876	11,11	4,472	11,573	8,101
2-3		15,186	8,180		11,070	5,963
3-4		12,891	8,450		9,397	6,160

Tableau.III.5. Résultats des sollicitations en travées (type 1 de terrasse inaccessible).

• **Sur appui :**

Appui	E.LU		E.L. S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.135	3,175	4.472	2,315
2		7,938		5,787
3		7,593		5,535
4		2,578		1,879

Tableau.III.6. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1 de terrasse inaccessible).

c . Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

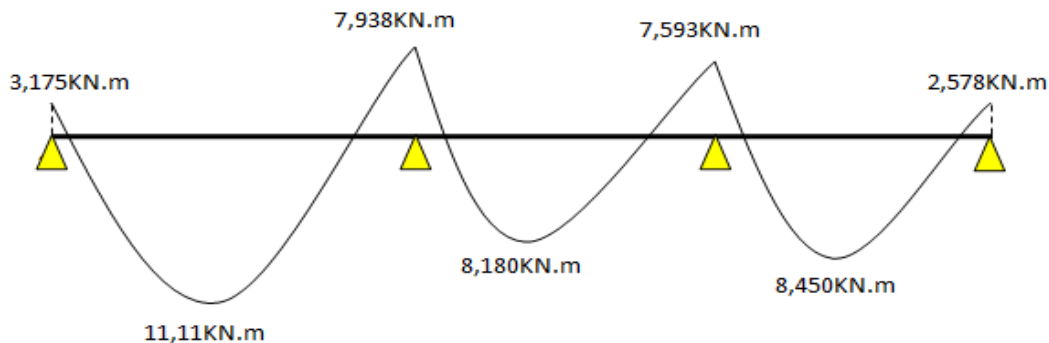


Figure III.6. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.U (type1 de terrasse inaccessible)

❖ L'.E.L.S

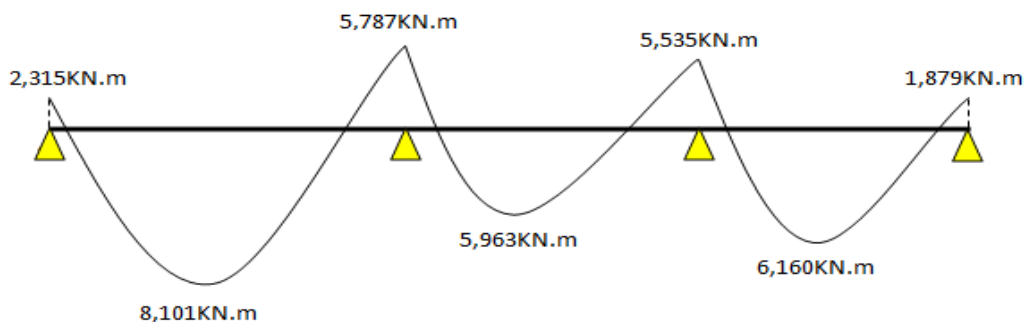


Figure III.7. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (type1)

d-Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	13,957
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,353
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	15,015
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,015
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	13,835
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-12,577

Tableau. III-7. Résultats de calcul des efforts tranchants. (Terrasse inaccessible)

➤ Diagramme des efforts tranchant

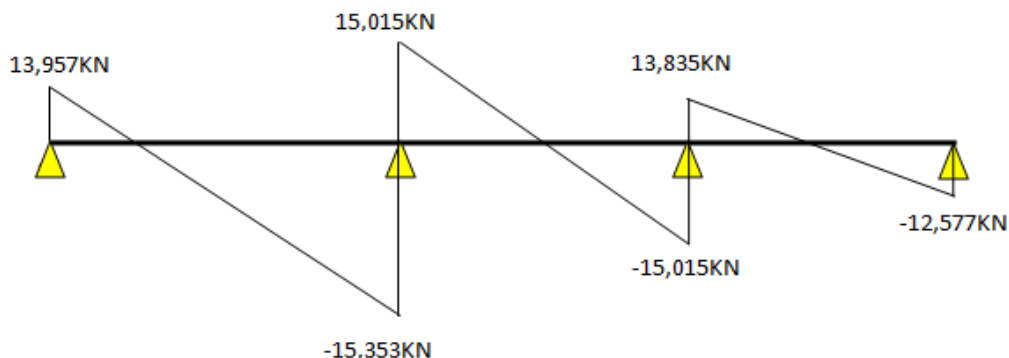


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse à E.L.U (type1)

↻ Type 2 :

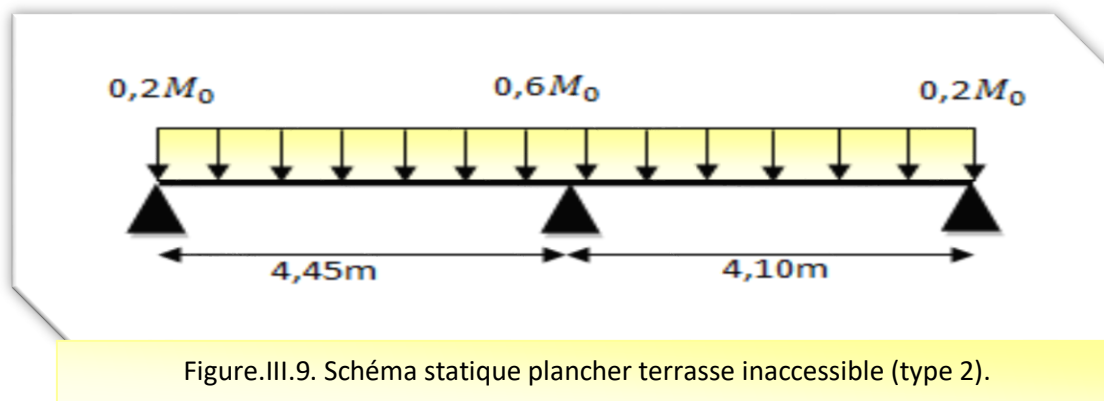


Figure.III.9. Schéma statique plancher terrasse inaccessible (type 2).

• En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6,135	15,186	9,871	4.472	11,07	7,196
2-3		12,891	8,015		9,397	5,843

Tableau III.8. Résultats des sollicitations en travées (type 2 de terrasse inaccessible).

- Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L. S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.135	3,037	4.472	2,214
2		9,112		6,642
3		2,578		1,879

Tableau III.9. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2 de terrasse inaccessible).

d . Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

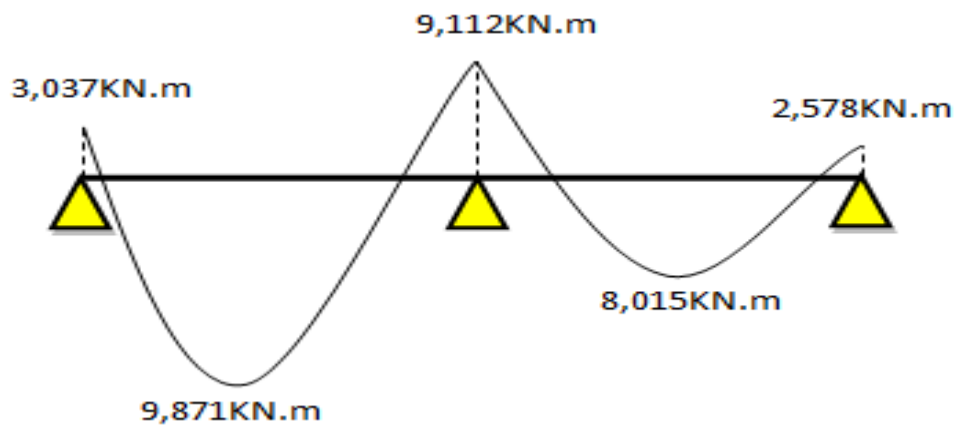


Figure III.10. Diagramme des moments à E.L.U (type2 de terrasse inaccessible)

❖ L'.E.L.S

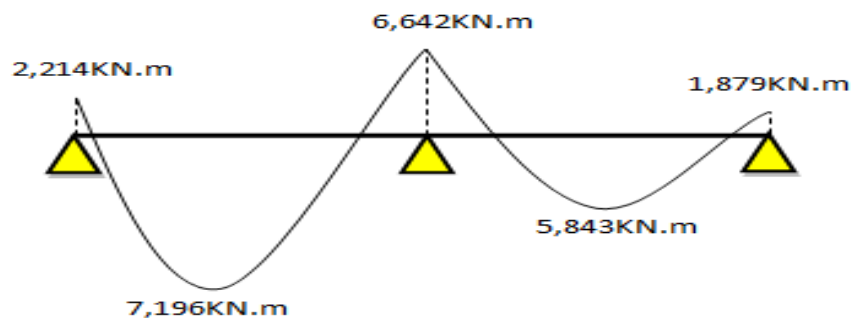


Figure III.11. Diagramme des moments à E.L.S (type2 de terrasse inaccessible)

e. Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	13,650
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-15,698
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	14,464
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-12,577

Tableau. III-10. Résultats de calcul des efforts tranchants. (terrasse inaccessible)

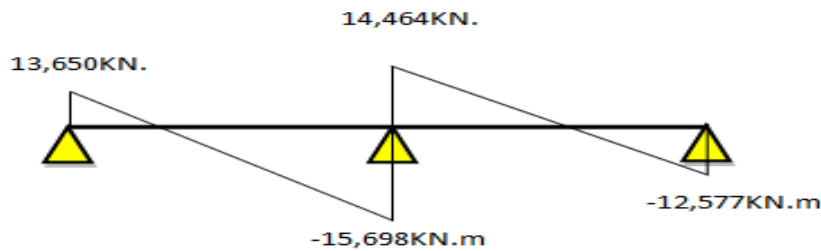


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U (type2 de terrasse inaccessible)

III.3.2.5. Ferrailage des poutrelles Plancher terrasse inaccessible :

◆ Calcul des armatures à L'E.L. U :

Le calcul se fait à L'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

$$\Rightarrow M_{max} (travée) : M_{ut} = 11,11 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (appui de rive) : M_{ua} = 3,175 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (appui intermédiaire) : M_{ua} = 9,112 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

✓ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

✓ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

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

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{KN.m} > M_u = 11,11 \text{KN.m.}$$

	M_u (KN.m)	M_t (KN.m)	comparaisons
Travée	11,11	59,072	$59,072 > 11,11$ Section rectangulaire (b×h) = (65×20)
Appuis de rive	3,175	59,072	$59,072 > 3,175$ Section rectangulaire (b×h) = (10×20).
Appuis intermédiaire	9,112	59,072	$59,072 > 9,112$ Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b×h) en flexion simple

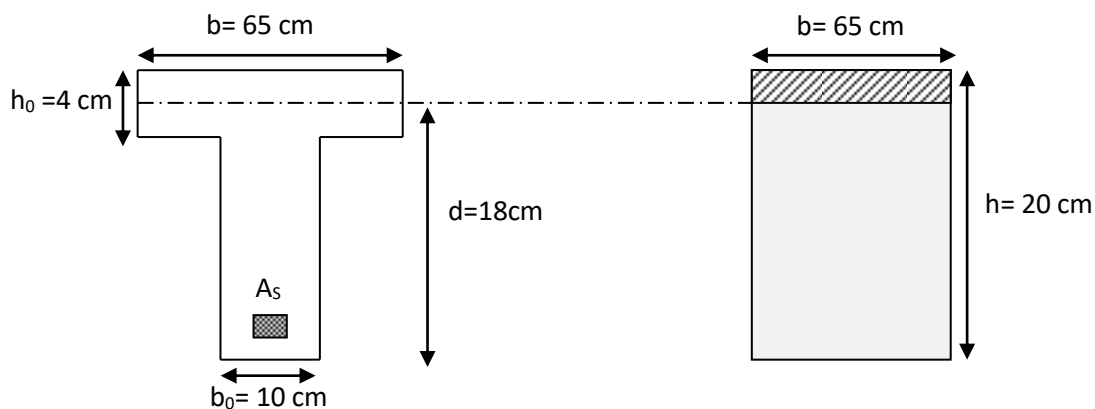


Figure.III.13.Coupe de section rectangulaire et T étage courant

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $z = d(1 - 0.4\alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$.
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 0.3 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u <i>KN.m</i>	b <i>cm</i>	D <i>cm</i>	μ	α	Z <i>cm</i>	A_s <i>cm²</i>	A_{min} <i>cm²</i>	A_{adp} <i>cm²</i>
Travée	11,11	65	18	0,037	0,047	17,66	1,81	1,41	3HA10 = 2,36
Appui de rive	3,175	10	18	0,069	0,089	17,36	0,53	0,22	1HA10 = 0,79
Appuis intermédiaire	9,112	10	18	0,198	0,279	15,99	1,64	0,22	1HA10+1HA12=1,92

Tableau.III.11. Résultats de calcul du ferrailage (terrasse inaccessible)

◆ **Vérification à l'E.L. U**

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

✚ **En travée**

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appuis de rive**

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **Appuis intermédiaire**

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \max} = 15,698 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

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

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15,698 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,872 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)\text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm}$ → $A_t = 2T6 = 0,565 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

On a suivant **BAEL91** :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$ (Zone courante).**

$S_t = 10 \text{ cm}$ (Zone nodale).

Il faut vérifier que :

Suivant, **R.P.A 99** version 2003(art 7.5.2.2) :

$$\phi_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \geq 0,45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$ (Zone courante).**

$S_t = 10 \text{ cm}$ (Zone nodale) .

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 15,698 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 15,698 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 1,94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

◆ **Vérification à l'E.L.S**

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u/M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.047	1.371	0.435	CV
Appui de rive	0.089	1.371	0.435	CV
Appui intermédiaire	0.279	1.372	0.436	CV

Tableau.III.12. Vérifications à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{455} = 0.044 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{8,101}{11,573 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.047 \geq 0.042 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st\ adopt}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0020 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

◆ **Schémas de ferrailage :**

Plancher terrasse inaccessible:

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées :

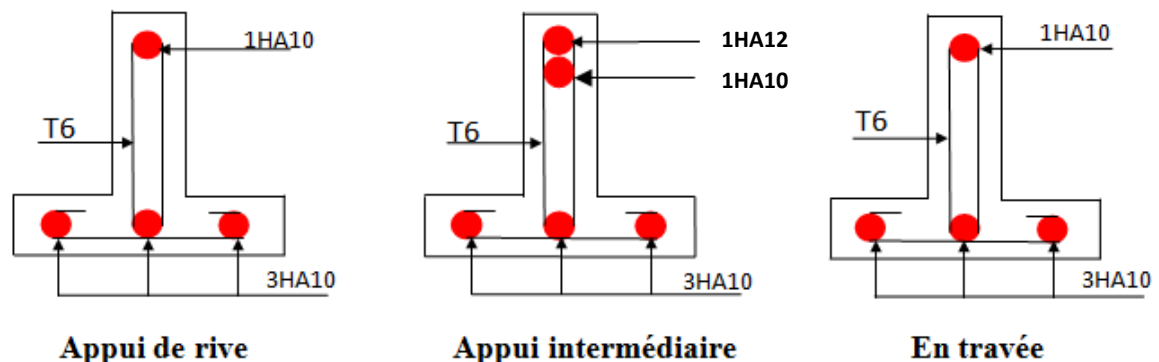


Figure.III.14.Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

2) Plancher 10^{ème} étage (terrasse accessible):

Nous avons 02 types des poutrelles dans le plancher 10^{ème} étage :

Types	Schéma statique
1 ^{ère} Type	
2 ^{ème} Type	

➤ Condition 1 :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

$$Q_{\text{terrasse accessible}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5,47; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10,94 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{dépôt}} = 3,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5,47; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10,94 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5,47; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10,94 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ Condition 3 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

On a :

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,45} = 1,02 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,55} = 0,98 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV}$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,10} = 1,09 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,45} = 0,92 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV}$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,55} = 0,9 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,10} = 1,11 \leq 1,25 \dots \dots \text{CV}$$

➤ Condition 4 :

Fissuration non préjudiciable.....CV

⇒ Donc Les 4 conditions sont vérifiées pour les 2 types, **donc la méthode FORFAITAIRE est applicable.**

III.3.2.6. application de la méthode forfaitaire :

■ Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 5,47 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 m : $G = 3,556 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 m : $Q = 0,975 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation de dépôt : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 m : $Q = 2,275 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation du hall : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 0.65 m : $Q = 1,625 \text{ KN/ml}$.

↳ **type1 :**

a- Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

$$E.L.U : P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S : P_{service} = G + Q$$

Plancher 10 ^{ème} étage	$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	q_{ultime}	$q_{service}$
Travée 1	3,556	1,625	7,238	5,181
Travée 2	3,556	2,275	8,213	5,831
Travée 3	3,556	0,975	6,263	4,531

Tableau.III.13. Charges supportées par les poutrelles terrasse accessible

b- Calcul des moments :

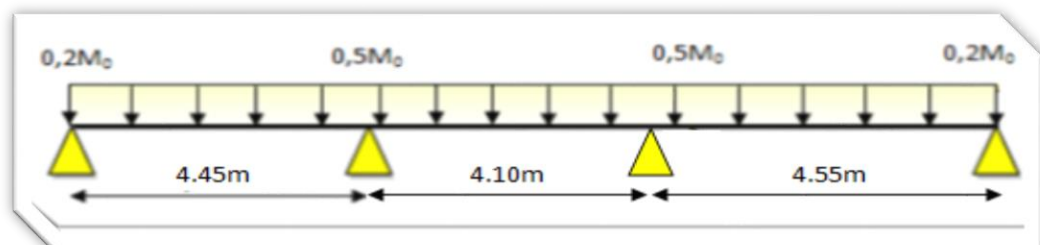


Figure.III.15 Schéma statique de plancher 10^{ème} étage (terrasse accessible).

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

Travée 1	Travée 2	Travée 3
$\alpha_1 = 0,314$	$\alpha_2 = 0,390$	$\alpha_3 = 0,215$

Les résultats de calcul des moments sont résumés dans le tableau suivant :

- En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	7,238	17,916	13,258	5,181	12,825	9,490
2-3	8,213	17,258	10,535	5,831	12,252	7,453
3-4	6,263	16,207	11,244	4,531	11,725	8,193

Tableau.III.14. Résultats des sollicitations en travées (plancher 10^{ème} étage type 1)

- Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	7,238	3,583		5,181	2,565
2		8,958			5,831
3	8,213	8,629		4,531	
	6,263	3,241			2,345

Tableau.III.15. Résultats des sollicitations sur appuis (plancher 10^{ème} étage type 1).

c- Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

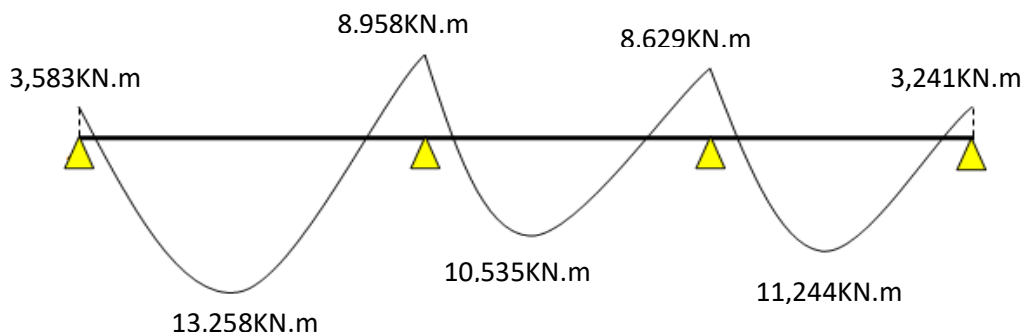


Figure III.16. Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.U (plancher 10^{ème} étage type1)

❖ L'.E.L.S

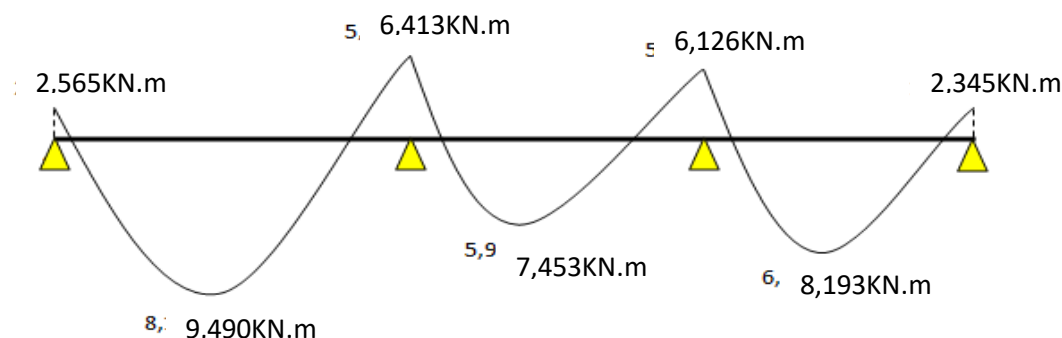


Figure III.17. Diagramme des moments plancher terrasse à E.L.S (plancher 10^{ème} étage type1)

d. Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	16,105
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-17,715
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	18,520
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-18,520
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	15,673
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-14,238

Tableau. III-16. Résultats de calcul des efforts tranchants. (Terrasse accessible de type1)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

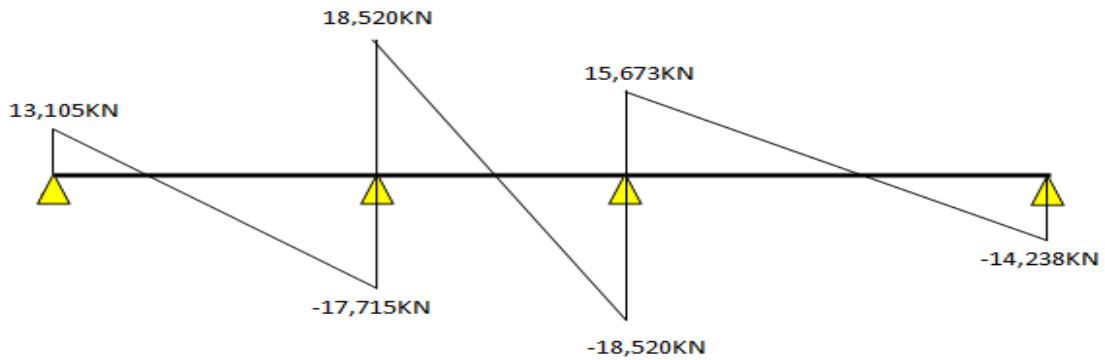


Figure III.18. Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse à E.L.U (type1)

↪ **Type2 :**

a.-Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

$$E.L.U : P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S : P_{service} = G + Q$$

Plancher 10 ^{ème} étage	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	q _{ultime}	q _{service}
Travée 1 et 2et 3	3,556	2,275	8,213	5,831
Travée 4	3,556	0,975	6,263	4,531

Tableau.III.17. Charges supportées par les poutrelles de 2^{ème} type plancher 10^{ème} étage

b- Calcul des moments :

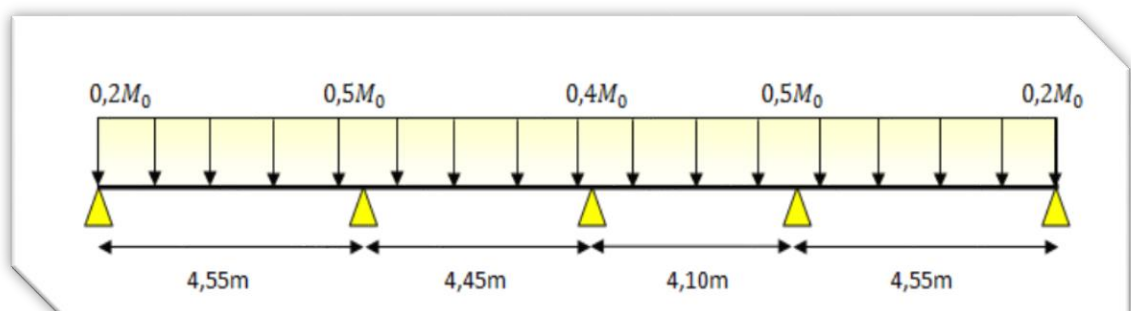


Figure.III.19 Schéma statique plancher de 10^{ème} étage (terrasse accessible).

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

Travée 1 et 2 et 3	Travée 4
$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0,390$	$\alpha_4 = 0,215$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **En travée :**

Travée	E.LU			E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	8,213	21,254	16,365	5,831	15,089	11,618
2-3	8,213	20,330	13,390	5,831	14,434	9,507
3-4	8,213	17,258	10,948	5,831	12,252	7,772
4-5	6,263	16,207	11,244	4,531	11,725	8,193

Tableau III.18. Résultats des sollicitations en travées (type 2 plancher 10^{ème} étage).

- **Sur appui :**

Appui	E.LU		E.L. S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	8,213	4,251	5,831	3,018
2		10,627		7,545
3	8,213	8,132	5,831	5,774
	8,213		5,831	
4	6,263	8,629	5,831	6,126
			4,531	
5		3,241		2,345

Tableau III.19. Résultats des sollicitations sur appuis (plancher 10^{ème} étage type 2).

c - Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

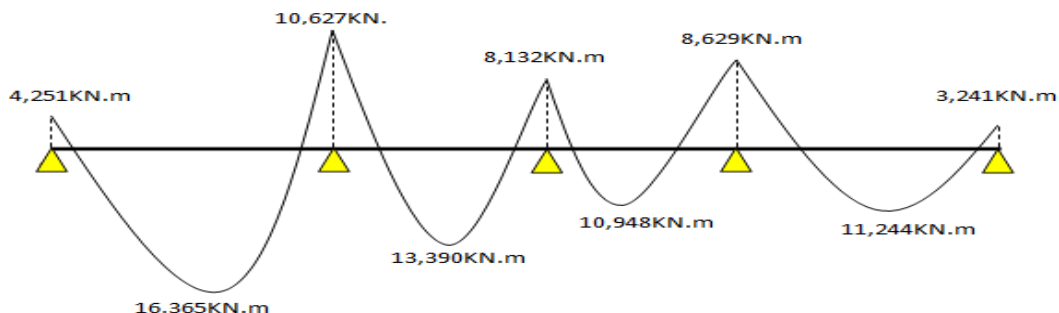


Figure III.20. Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.U (type2)

❖ L'.E.L.S

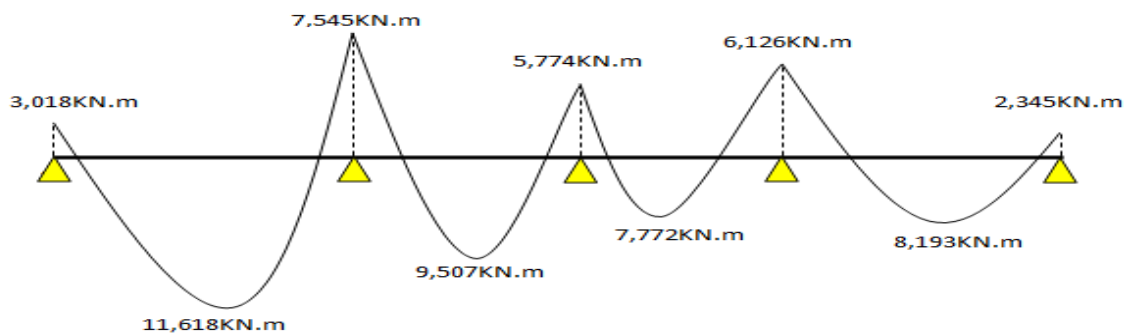


Figure III.21. Diagramme des moments plancher terrasse accessible à E.L.S (type2)

d- Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	18,685
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-20,554
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	20,101
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-20,101
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	18,521
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-18,521
	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	15,673
5	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,673

Tableau. III-20. Résultats de calcul des efforts tranchants (terrasse accessible)

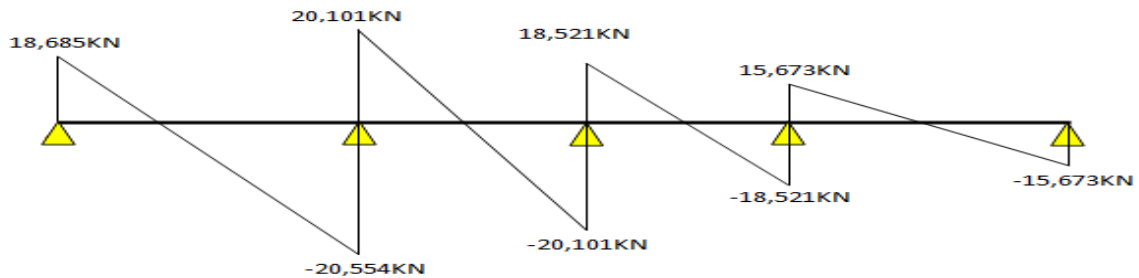


Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants plancher de 10^{ème} étage à E.L.U (type2)

III.3.2.7. Ferrailage des poutrelles terrasse accessible :

◆ Calcul des armatures à L'E.L. U :

Le calcul se fait à L'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

$$\Rightarrow M_{max}(\text{travée}) : M_{ut} = 16,365 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max}(\text{appui de rive}) : M_{ua} = 4,251 \text{KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max}(\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 10,627 \text{KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

✓ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

✓ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

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

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{KN.m} > M_u = 16,365 \text{KN.m.}$$

	M_u (KN.m)	M_t (KN.m)	comparaisons
Travée	16,365	59,072	59,072 > 11,11 Section rectangulaire (b×h) = (65×20)
Appuis de rive	4,251	59,072	59,072 > 3,175 Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

Appuis intermédiaire	10,627	59,072	59,072 > 9,112 Section rectangulaire (b×h) = (10×20).
----------------------	--------	--------	---

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b × h) en flexion simple.

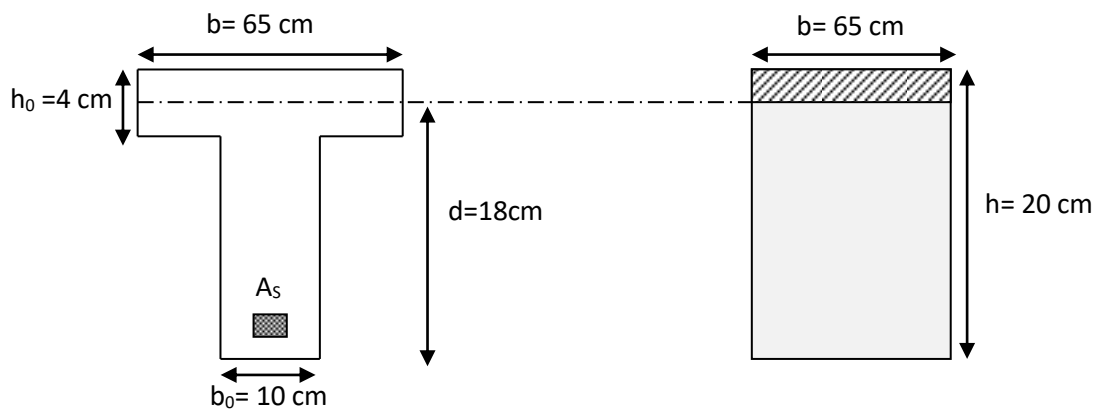


Figure.III.21.Coupe de section rectangulaire et T étage courant

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $z = d(1 - 0.4\alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$.
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u KN.m	b cm	D cm	μ	α	Z cm	A_s cm ²	A_{min} cm ²	A_{adp} cm ²
Travée	16,365	65	18	0,055	0,070	17,50	2,69	1,41	3HA12 = 3,39
Appui de rive	4,251	10	18	0,092	0,012	17,91	0,68	0,22	1HA10 = 0,79
Appuis intermédiaire	10,627	10	18	0,231	0,333	15,60	1,96	0,22	1HA14 + 1HA10 = 2,33

Tableau.III.21. Résultats de calcul du ferrailage de plancher 10^{ème} étage (terrasse accessible)

◆ Vérification à l'E.L. U

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

✚ En travée

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

✚ Appuis de rive

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

✚ Appuis intermédiaire

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 2,33 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \max} = 20,554 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

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

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20,554 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,142 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,142 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)\text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm}$ → $A_t = 2T6 = 0,565 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

On a suivant **BAEL91** :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ (*Zone courante*).
 $S_t = 10 \text{ cm}$ (*Zone nodale*).

Il faut vérifier que :

Suivant le **R.P.A 99** version 2003(art 7.5.2.2) :

$$\phi_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \geq 0,45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ (*Zone courante*).

$S_t = 10 \text{ cm}$ (*Zone nodale*).

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 20,554 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 20,554 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u/M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0,070	1,409	0,455	CV
Appui intermédiaire	0,333	1,408	0,454	CV
Appui de rive	0,012	1,409	0,455	CV

Tableau.III.22. Vérifications à l'ELS (plancher terrasse accessible)

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{455} = 0.044 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{11,618}{12,825 \times 15} = 0.047 \rightarrow 0.044 \geq 0.060 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st\ adopt}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{339}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0030 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées :

Schémas de ferrailage :

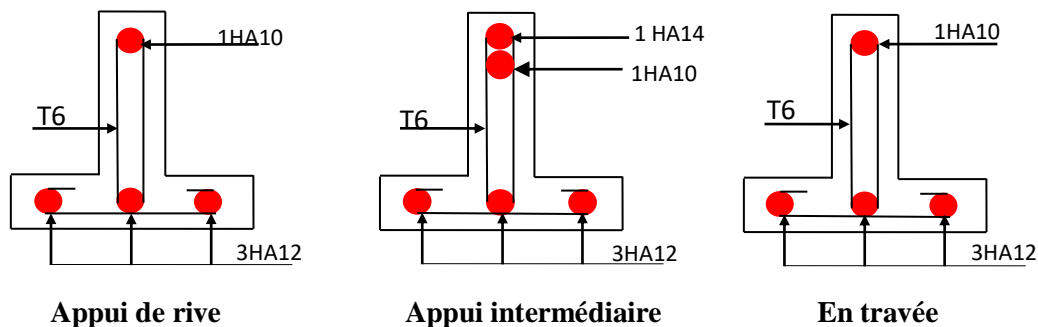


Figure.III.22 : Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible

3) Plancher de 1^{ère} à 9^{ème} étage (étages courant):

Nous avons 02 types des poutrelles dans les planchers de 1^{ère} à 9^{ème} étage :

Types	Schéma statique
1 ^{ère} Type	
2 ^{ème} Type	

➤ **Condition 1 :**

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5,4; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10,8 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{hall}} = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5,4; 5\} \text{ KN/m}^2 = 10,8 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Condition 2 :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :**

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

On a :

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,45} = 1,02 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,55} = 0,98 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,45}{4,10} = 1,09 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,45} = 0,92 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\checkmark \quad 0,8 \leq \frac{4,10}{4,55} = 0,9 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV} \quad ; \quad 0,8 \leq \frac{4,55}{4,10} = 1,11 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Condition 4 :**

Fissuration non préjudiciable.....CV

⇒ Donc Les 4 conditions sont vérifiées pour les 2 types, **donc la méthode FORFAITAIRE est applicable.**

III.3.2.8.application de la méthode forfaitaire :

↪ **Type 1 :**

■ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5,4 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de $0,65 \text{ m}$: $G = 3,51 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de $0,65 \text{ m}$: $Q = 0,975 \text{ KN/ml}$.

a- Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

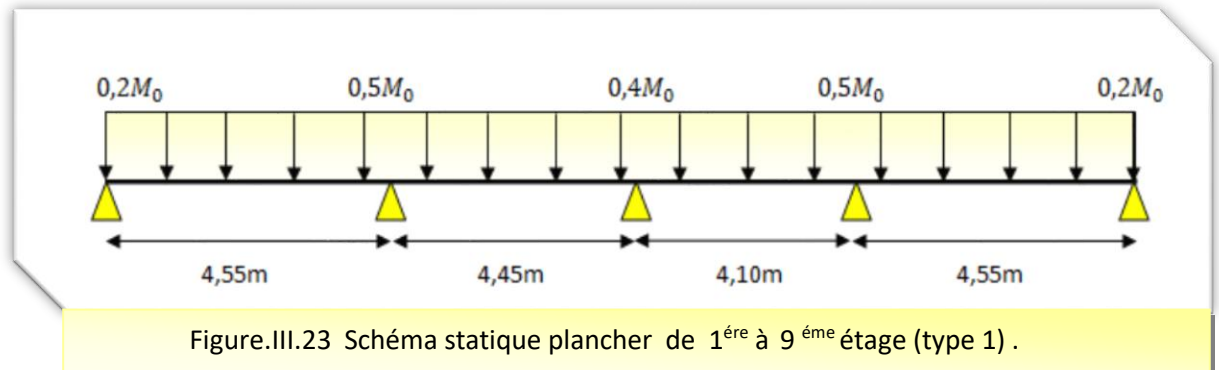
$$E.L.U : P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S : P_{service} = G + Q$$

	$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	q_{ultime}	$q_{service}$
Plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage	3,51	0,975	6,201	4,485

Tableau.III.23. Charges supportées par les poutrelles de plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage (type1)

b- Calcul des moments



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,975}{0,975 + 3,51} = 0,217$$

En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6,201	16,047	11,554	4,485	11,606	8,356
2-3		15,349	9,341		11,102	6,757
3-4		13,030	6,939		9,424	5,019
4-5		16,047	11,554		11,606	8,356

Tableau.III.24. Résultats des sollicitations en travées (type 1 de plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage)

• Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.201	3,209	4.485	2,321
2		8,024		5,803
3		6,140		4,441
4		8,024		5,803
5		3,209		2,321

Tableau.III.25. Résultats des sollicitations sur appuis (type 1 de 1^{ère} à 9^{ème} étage).

b . Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

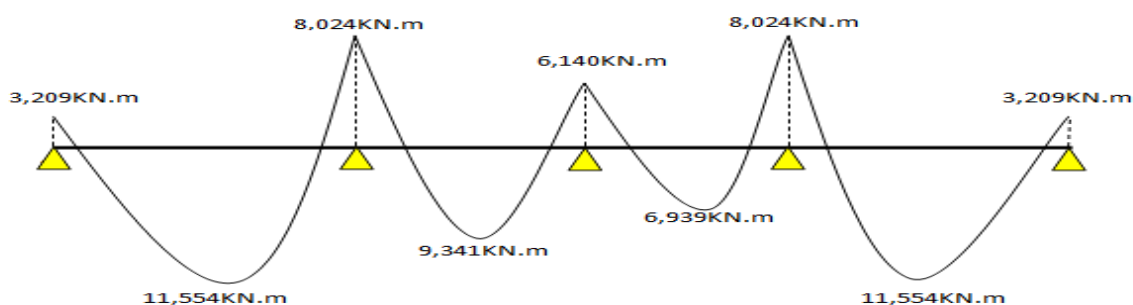


Figure III.24. Diagramme des moments plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage à E.L.U (type1)

❖ L'.E.L.S

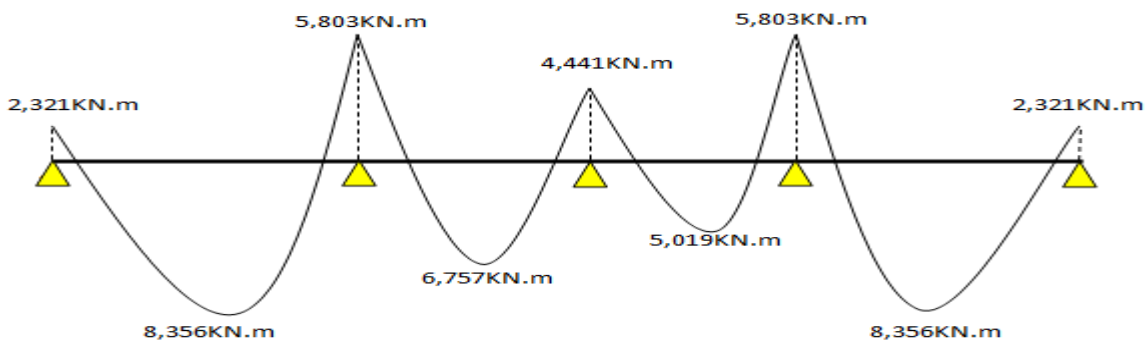


Figure III.25. Diagramme des moments de plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage à E.L.S (type1)

d-Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	14,107
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,518
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	15,177
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,177
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	13,983
4	$T_{w(3-4)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-13,983
	$T_{e(4-5)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	15,518
5	$T_{w(4-5)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-15,518

Tableau. III-26. Résultats de calcul des efforts tranchants (type1) de 1^{ère} à 9^{ème} étage

➤ Diagramme des efforts tranchant :

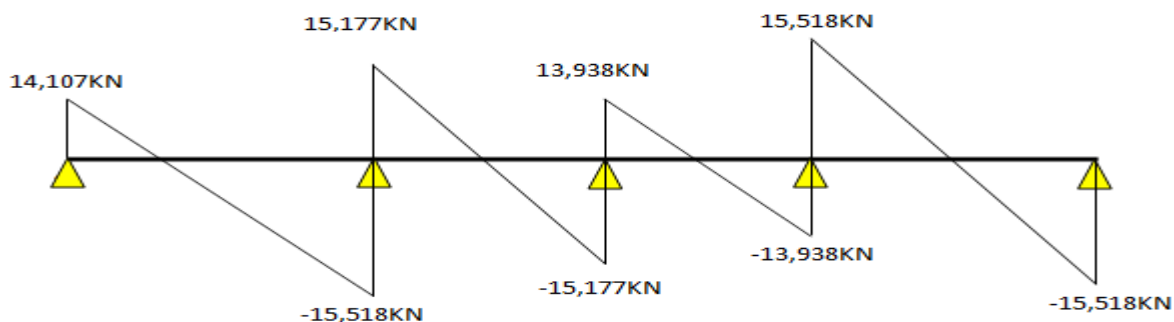


Figure III.26. Diagramme des efforts tranchants planchers à E.L.U (type1) de 1^{ère} à 9^{ème} étage

↪ **Type 2 :**

■ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5,4 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de $0,65 \text{ m}$: $G = 3,51 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de $0,65 \text{ m}$: $Q = 2,6 \text{ KN/ml}$.

a. Calcul des sollicitations :

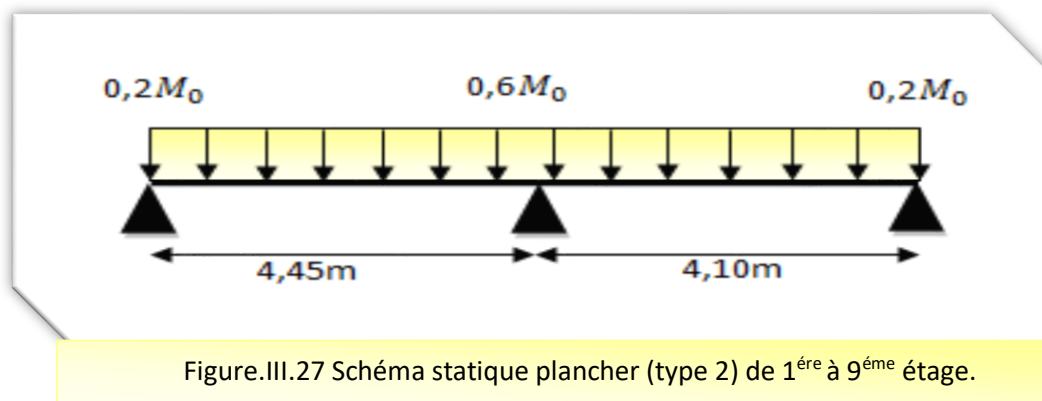
✓ Combinaisons des charges :

$$E.L.U : P_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$$

$$E.L.S : P_{service} = G + Q$$

	$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	q_{ultime}	$q_{service}$
Plancher 1 ^{ère} à 9 ^{ème} étage	3,51	2,6	8,639	6,11

Tableau.III.27. Charges supportées par les poutrelles (type2) de 1^{ère} à 9^{ème} étage



• En travée :

Travée	E.LU			E.L. S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	8,639	21,384	15,610	6,11	15,124	11,041
2-3		18,153	12,282		12,839	8,687

Tableau III.26. Résultats des sollicitations en travées (type 2) de 1^{ère} à 9^{ème} étage.

• Sur appui :

Appui	E.LU		E.L. S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	8,639	4,277	6,11	3,025
2		12,830		9,074
3		3,631		2,568

Tableau III.27. Résultats des sollicitations sur appuis (type 2) de 1^{ère} à 9^{ème} étage.

c . Diagrammes des moments

❖ L'.E.L.U

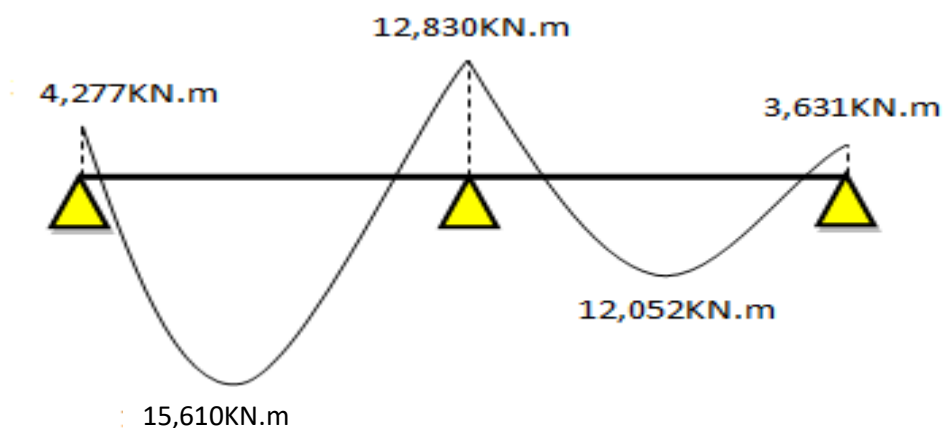


Figure III.28. Diagramme des moments plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage à E.L.U (type2)

❖ L'.E.L.S

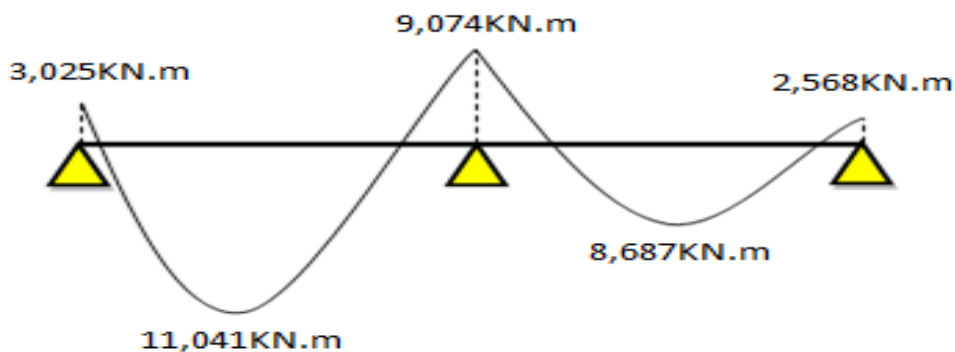


Figure III.29. Diagramme des moments planchers de 1^{ère} à 9^{ème} étage à E.L.S (type2)

d. Calcul les efforts tranchants :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	19,360
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-22,264
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	20,513
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-17,837

Tableau. III-28. Résultats de calcul des efforts tranchants de plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage à E.L.S (type2)

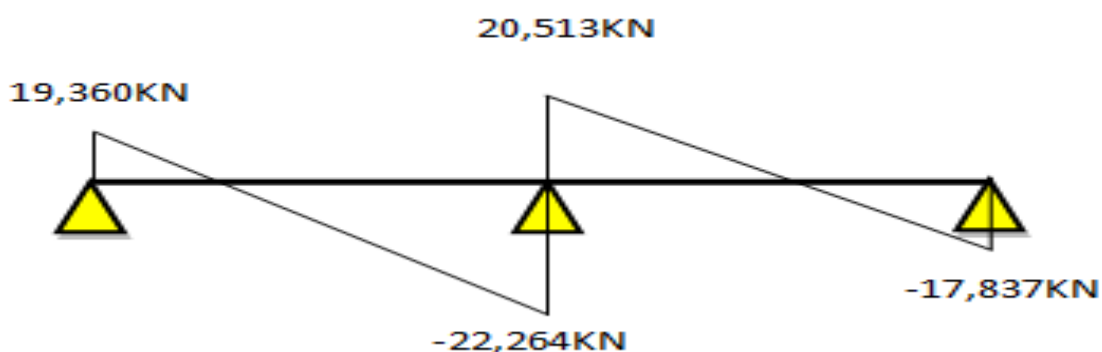


Figure III.30. Diagramme des efforts tranchants à E.L.U (type2 de 1^{ère} à 9^{ème} étage)

III.3.2.9. Ferrailage des poutrelles plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage :

◆ Calcul des armatures à L'E.L. U :

Le calcul se fait à L'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

$$\Rightarrow M_{max} (\text{travée}) : M_{ut} = 15,610 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 4,277 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_{max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 12,830 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

✓ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

✓ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

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

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

	M_u (KN.m)	M_t (KN.m)	Comparaisons
Travée	15,610	59,072	$59,072 > 15,610$ Section rectangulaire (b×h) = (65×20)
Appuis de rive	4,277	59,072	$59,072 > 4,277$ Section rectangulaire (b×h) = (10×20).
Appuis intermédiaire	12,830	59,072	$59,072 > 12,830$ Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression. et la section à étudier est section rectangulaire (b×h) en flexion simple.

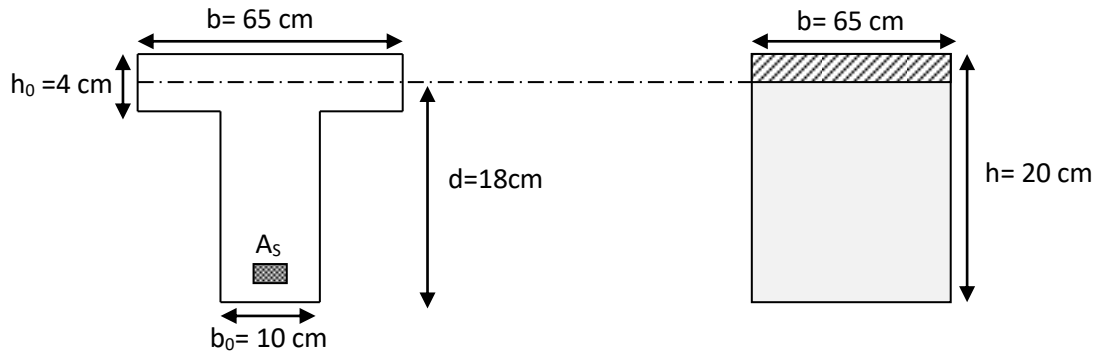


Figure.III.31.Coupe de section rectangulaire et T étage

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $z = d(1 - 0.4\alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$.
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u <i>KN.m</i>	b <i>cm</i>	D <i>Cm</i>	μ	α	Z <i>cm</i>	A_s <i>cm²</i>	A_{min} <i>cm²</i>	A_{adp} <i>cm²</i>
Travée	15,610	65	18	0,052	0,067	17,52	2,56	1,41	3HA12=3,39
Appui de rive	4,277	10	18	0,093	0,122	17,12	0,718	0,22	1HA10=0,79
Appuis intermédiaire	12,830	10	18	0,279	0,419	14,98	2,46	0,22	1HA12+1HA14=2,67

Tableau.III.29. Résultats de calcul du ferrailage (1^{ère} à 9^{ème} étage)

◆ Vérification à l'E.L. U

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

En travée

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appuis de rive

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appuis intermédiaire

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_s = 2,67 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u \max} = 22,264 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

La fissuration est considérée non préjudiciable ; donc :

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

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{22,264 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,237 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 99 (version 2003) : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(5,71 ; 10 ; 10) \text{ mm}$$

$$\text{On adopte des cadres d'un } \phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2T6 = 0,565 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures transversales :

On a suivant **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$ (Zone courante).
 $St = 10 \text{ cm}$ (Zone nodale) .

Il faut vérifier que :

Suivant, **R.P.A 99** version 2003(art 7.5.2.2) :

$$\emptyset t \leq 0,003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$\emptyset t = 6 \text{ mm} \geq 0.45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$ (Zone courante).

$St = 10 \text{ cm}$ (Zone nodale) .

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 22,264 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{2 \times 22,264 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 2,75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification à l'E.L.S

	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.067	1.371	0.508	CV
Appui intermediare	0.419	1.371	1,414	CV
Appui de rive	0.122	1.372	1,414	CV

Tableau.III.29. Vérifications à l'ELS (de plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage)

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{455} = 0.044 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{11,041}{15,124 \times 15} = 0.049 \rightarrow 0.049 \geq 0.042 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{339}{650 \times 180} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0029 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Schémas de ferrailage :

Plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage:

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées :

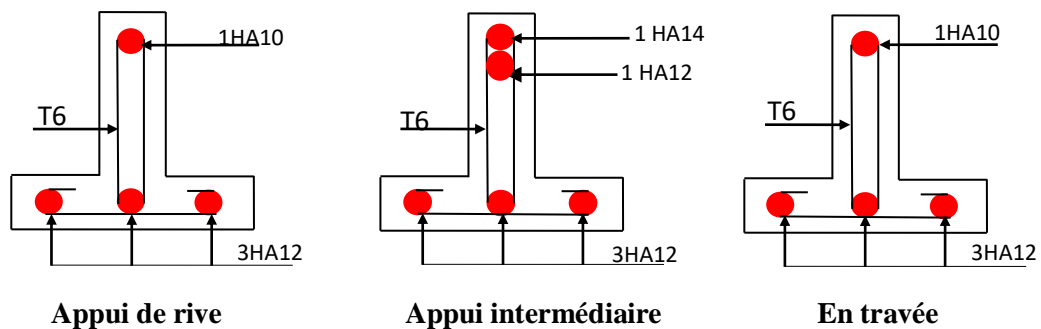


Figure.III.32 : Ferrailage des poutrelles du plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage

III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

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

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)

$$A_2 = \frac{A_1}{4}$$

$$A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\text{HA6} \rightarrow A_1 = 1.41\text{cm}^2$$

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

❖ Armature de réparation

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = 0.353\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA6} \rightarrow A_2 = 1.41\text{cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

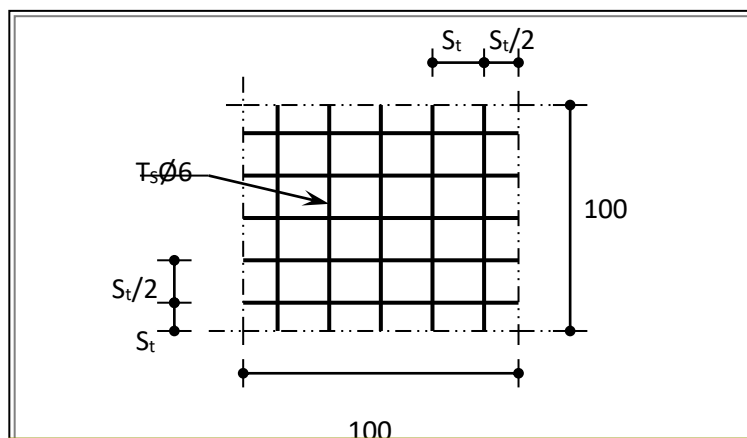


Figure III.33 : Ferrailage de la dalle de compression

III.3.4 Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Elle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y et nous désignons par L_x

L_x (La plus petite dimension). Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

- $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ → dalle porte dans un seul sens.
- $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$ → dalle porte dans les deux sens.

Étape de calcul :

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,25}{5,05} = 0,84 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.
- $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$: moment dans le sens de la grande portée.

$$\begin{cases} \mu_x = 1 / (8 \times (1 + 2,4 \alpha^3)) \\ \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \end{cases}$$

Avec : Les coefficients μ_y et μ_x sont donné dans un tableau par règles **BAEL91**.

- **Moment en travée :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 \times M_y.$$

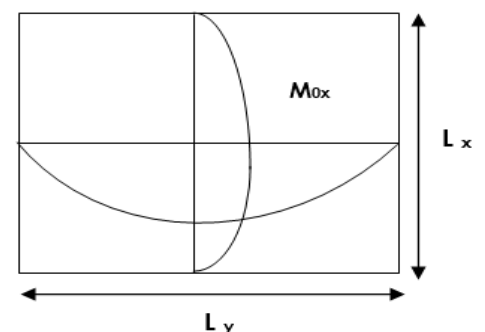
Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,75 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,75 \times M_y.$$

- **Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,2 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,2 \times M_y.$$

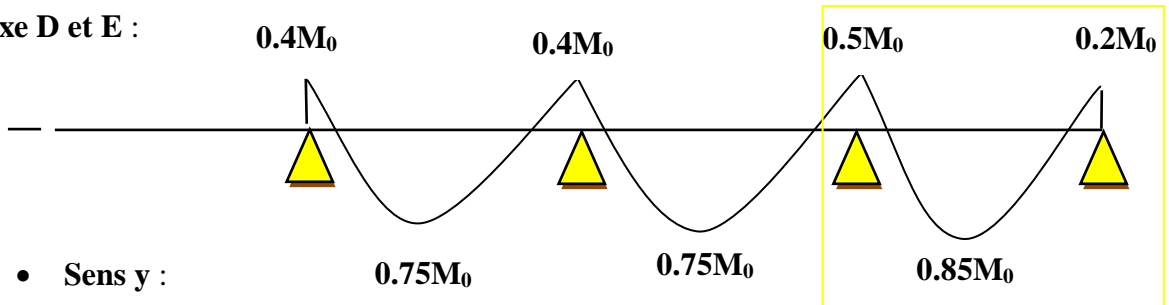


Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^a = 0,5 \times M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0,5 \times M_y$

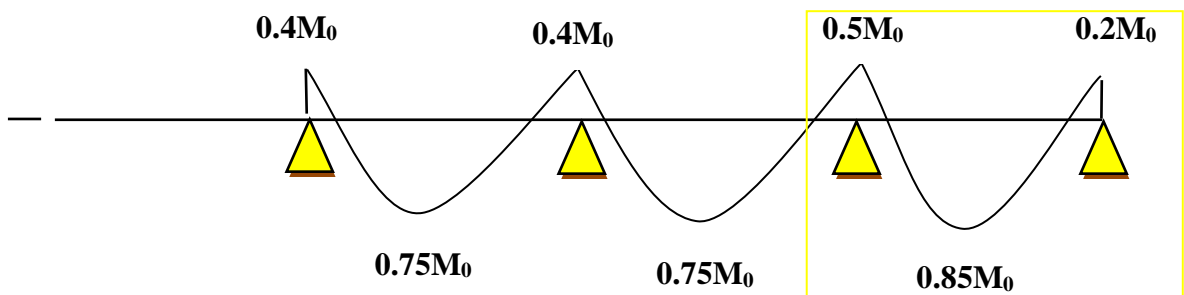
- Sens x :

Axe D et E :



- Sens y :

Axe 1 :



Axe 2 :

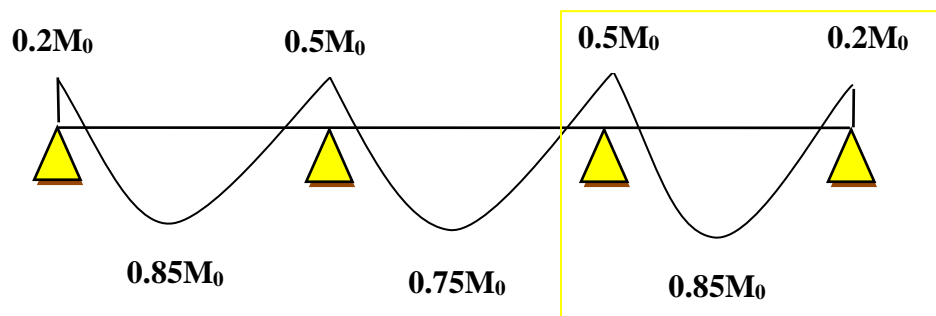
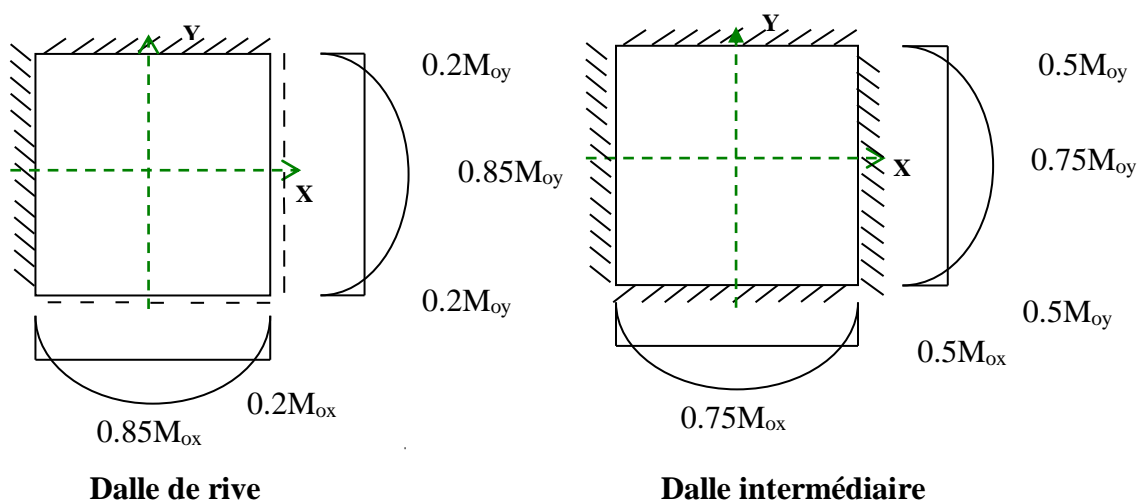


Figure III.34 : Distribution des moments sur les panneaux.



Plancher RDC : $G = 6,6 \frac{KN}{ml}$; $Q = 2,5 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bonde de 1m.)

Combinaison d'action :

	$G (KN/m)$	$Q (KN/m)$	$Q_u (KN/m)$	$Q_{ser} (KN/m)$
Dalle	6,6	2,5	12,66	9,1

Tableau III-30: Chargement du plancher RDC à dalles pleines

Sollicitations :

Dalle	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	4,25	5,05	0,84	0,0517	0,678	11,82	8,01
ELS	4,25	5,05	0,84	0,0517	0,678	8,5	5,763

Tableau III-31 : Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

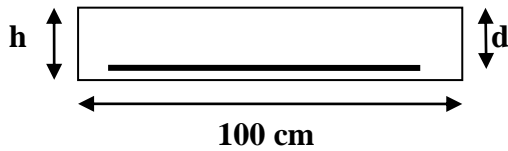
Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

Dalle	$M_{ax}(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ay}(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$
ELU	2,364	10,047	1,602	6,81
ELS	1,7	7,225	1,15	4,9

Tableau III-32: Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

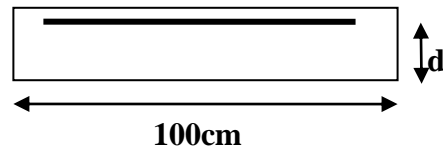
Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple.



100 cm

En travée



100cm

Sur appuis

ELU:

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}.$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}.$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm}.$

- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12,5 \text{ cm}.$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}.$

- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}).$

- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha).$

- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}.$

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

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

- $A_{smin} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}.$

Condition de non fragilité :

Selon BAEL :

Pour Fe E400 :

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_u (KN. m)	2,364	10,047	1,602	6,81
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0,009	0,038	0,007	0,030
α	0,011	0,050	0,009	0,039
Z (cm)	13,44	13,23	12,45	12,30
A_s (cm ²)	0,51	2,18	0,37	1,59
A_s (min)	2,355	2,355	2	2
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14
St (cm)	25	25	25	25
St_{\max} (cm)	33	33	48	48
$St < St_{\max}$	CV	CV	CV	CV

Tableau III-33 : Ferrailage de panneau de RDC à l'ELU

- $\bar{\tau}_u < \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u l_x}{2} \left(\frac{1}{1+\alpha} \right)$
- $V_{uY} = \frac{q_u l_x}{3}$

Avec : $L_x = 4,25$ m ; $q_u = 12,66 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,84$.

- $V_{uX} = 29,24$ KN.
- $V_{uY} = 17,94$ KN.

- $\tau_u = \frac{29,24 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,217 \text{ Mpa.}$
- $\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa.}$
- $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'E.L.S :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1,6(\text{HA}) \rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable;}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

Et : Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]$ **BAEL 91.**

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$
- $E = 2 \times d \times D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = K \times Y$
- $\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	1,7	7,225	1,15	4,9
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
$A_{s\ adop}$ (cm ²)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14
D (cm)	0,47	0,47	0,47	0,47
E (cm ²)	12,717	12,717	11,775	11,775
Y_{ser} (cm)	3,13	3,13	2,99	2,99
I (cm ⁴)	6087,126	6087,126	5150,756	5150,756
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0,028	0,119	0,022	0,095
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	43,42	185,28	31,38	135,52
σ_{bc} (Mpa)	0,873	3,710	0,668	2,847
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

Tableau III-34: Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :

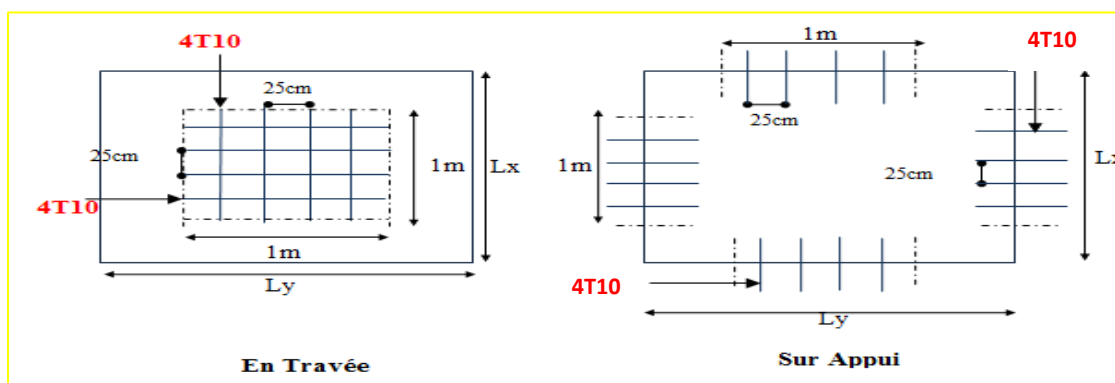


Figure III.35 : ferrailage du plancher RDC

➤ **Plancher 1^{ère} étage:** $G = 6,6 \frac{KN}{ml}$; $Q = 5 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bande de **1m.**)

• **Combinaison d'action :**

	$G (KN/m)$	$Q (KN/m)$	$Q_u (KN/m)$	$Q_{ser} (KN/m)$
Dalle	6,6	2,5	16,41	11,4

Tableau III-35 : Chargement du plancher 1^{ère} étage à dalles pleines

• **Sollicitations :**

<i>Dalle</i>	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	4,25	5,05	0,84	0,0517	0,678	15,32	10,39
ELS	4,25	5,05	0,84	0,0517	0,678	10,65	7,22

Tableau III-36 : Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

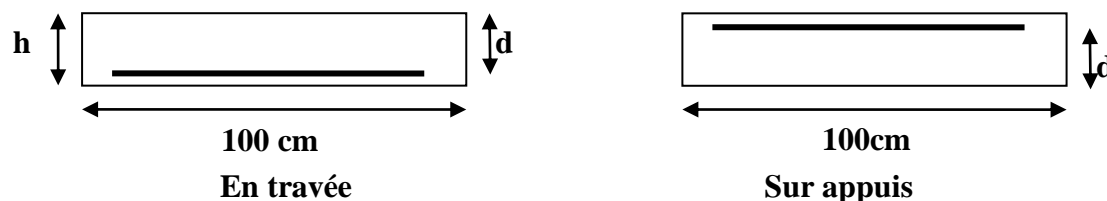
• **Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :**

<i>Dalle</i>	$M_{ax}(KN.m)$	$M_{tx}(KN.m)$	$M_{ay}(KN.m)$	$M_{ty}(KN.m)$
ELU	3,064	13,022	2,078	8,83
ELS	2,13	9,05	10,44	6,137

Tableau III-37 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

➤ **Calcul de ferrillage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b \times h$) = (100 × 16) cm² soumise à la flexion simple.



ELU :

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm.}$

- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12,5 \text{ cm.}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$.
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.
- $A_{smin} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$.

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_u (KN. m)	3,064	13,022	2,078	8,83
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125

μ	0,012	0,048	0,009	0,039
α	0,015	0,055	0,062	0,050
Z (cm)	13,419	13,203	12,19	12,25
A_s (cm ²)	0,66	2,83	0,49	2,03
A_s (min)	1,63	1,63	1,50	1,50
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
St (cm)	25	25	25	25
St _{max} (cm)	33	33	45	45
St < St _{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-38 : Ferrailage de panneau 1^{ère} étage à l'ELU

- $\bar{\tau}_u < \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \times d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u l_x}{2} \left(\frac{1}{1+\alpha} \right)$
- $V_{uY} = \frac{q_u l_x}{3}$

Avec : $L_x = 4,25 \text{ m}$; $q_u = 16,41 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,84$.

$V_{uX} = 34,85 \text{ KN}$.

$V_{uY} = 20,56 \text{ KN}$.

- $\bar{\tau}_u = \frac{34,85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,26 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'E.L.S :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1,6(\text{HA})$.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]$. **BAEL 91**.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$
- $E = 2 \times d \times D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = K \times Y$
- $\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	2,13	9,05	1,44	6,137
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
A_{s adop} (cm²)	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
D (cm)	0,30	0,47	0,30	0,47
E (cm²)	8,14	12,71	7,53	11,77

$Y_{ser} (cm)$	2,57	3,13	2,46	2,99
$I (cm^4)$	4167,67	6087,12	3535,40	5150,75
$K (\frac{N}{mm^3})$	0,0511	0,148	0,0407	0,119
$\bar{\sigma}_{st} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	83,79	230,21	61,29	169,75
$\sigma_{bc} (Mpa)$	0,1313	0,1001	2,53	0,014
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CV

Tableau III-39 : Vérification des contraintes à l'ELS

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$

M_{SER} (KN.m)	μ_s	B	A_{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{tx} = 9,05$	0,0025	0,9220	3,61	49,07	4,11	Vérifier	4T12=4,52	20

Tableau III-40 : ferrailage à l'ELS

Schéma de ferrailage :

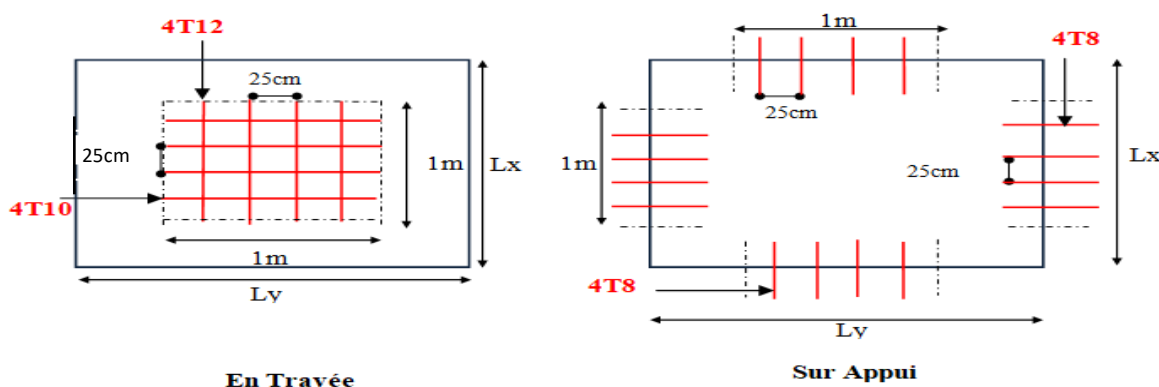


Figure III.36 : ferrailage du plancher 1^{ère} étage.

III.5 Etude du balcon :

III.5.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrillé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

Dans notre cas on a trois types des balcons :

- Balcons encastrés d'**une** côté.
- Balcons encastrés sur **deux** côtés.
- Balcons encastrés sur **trois** côtés.

a. Type I :

➤ Balcons encastrés sur trois côtés :

- $l_x = 4,15m$; $l_y = 1,2 m$.

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que le **type I** : $e = 15 cm$.

➤ Evaluation des charges : le calcul se fait sur une bonde de **1m**.

- $G = 5,35 \frac{KN}{ml}$.
- $Q = 3,5 \frac{KN}{ml}$.
- $P = 1,50 \times 1,20 = 1,80 \frac{KN}{ml}$.

➤ Sollicitation de calcul :

ELU :

- $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,47 \frac{KN}{ml}$.
- $p_u = 1,35 \times P = 2,43 KN$.

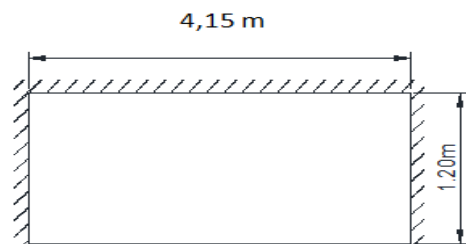


Figure.III.37 : Dimensions du Balcon

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M_{xx} (KN. m)
En travée	1,33	0,00	2,20
Sur appui	0,00	0,00	-8,93
	X(m)	Y(m)	M_{yy}(KN. m)
En travée	1,33	0,00	0,42
Sur appui	1,93	1,2	-8,94
	X(m)	Y(m)	T_{zx}(KN)
Min	0,00	0,00	-35,45
Max	4,15	0,00	33,61
	X(m)	Y(m)	T_{zy}(KN)
Min	0,00	0,45	-7,75
Max	1,33	1,20	21,51

Tableau III-41 : Résultats des efforts à ELU

ELS :

- $q_s = G + Q = 8,85 \frac{KN}{ml}$.
- $p_s = 1,80KN$.

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M_{xx}(KN. m)
En travée	1,33	0,00	1,69
Sur appui	0,00	0,00	-6,91
	X(m)	Y(m)	M_{yy}(KN. m)
En travée	1,33	0,00	0,32
Sur appui	1,93	1,20	-6,93
	X(m)	Y(m)	T_{zx} (KN)
Min	0,00	0,00	-27,46
Max	4,15	0,00	26,06
	X(m)	Y(m)	T_{zy}(KN)
Min	0,00	0,45	-5,99
Max	1,33	1,2	16,61

Tableau III-42 : Résultats des efforts à ELS

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

ELU :

On a : $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 3 - 0,5 = 11,5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 10,5 \text{ cm.}$

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

➤ **Espacement maximal :**

Sense X-X:

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

Sense Y-Y:

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$
- $S_t \leq \min(60 ; 45 \text{ cm}).$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_u (KN. m)	-8,93	2,20	-8,94	0,42
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,115	0,115	0,105	0,105
μ	0,0477	0,0117	0,057	0,003
α	0,061	0,015	0,074	0,003
Z (cm)	11,22	11,43	10,19	10,49
A_s (cm ²)	2,29	0,55	2,52	0,12
A_s (min)	2,36	2,36	2	2
A_s adop (cm ²)	4T10 = 3,14		4T10 = 3,14	
St (cm)	25		25	
St_{max} (cm)	33		45	
$St < St_{max}$	Cv		Cv	

Tableau III-43 : Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon type1

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 33,61 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 21,51 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[0,15 \times \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,27 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$
- $\tau_{uy} = 0,19 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$
- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$

On adopte $A_{rx}(4T8)$, $A_{ry}(4T8)$ avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]$. **BAEL 91.**

On a : $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$
- $E = 2 \times d \times D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = K \times Y$
- $\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	-6,91	1,69	-6,93	0,32
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	15	15	15	15
d (cm)	11,5	11,5	10,5	10,5
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	4T10 = 3,14		4T10 = 3,14	
D (cm)	0,47	0,47	0,47	0,47
E (cm ²)	10,83	10,83	9,89	9,89
Y_{ser} (cm)	2,85	2,85	2,71	2,71
I (cm ⁴)	4295,77	4295,77	3521,64	3521,64
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0,161	0,039	0,197	0,010
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	191,15	47,07	208,90	9,60
σ_{bc} (Mpa)	4,59	1,12	5,33	0,246
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CV

Tableau III-44 : Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 1

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{(CV)}$.
- $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 10,5} = 0,0030 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$.

• **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	μ_s	β	A_{ser} (cm^2)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_{Sadopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
$M_{ay} = 6,93$	0,0031	0,9131	3,58	42,53	4,74	Vérifier	4T12=4,52	25

Tableau III-45 : ferrailage à l'ELS du balcon type 1

Remarque :

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

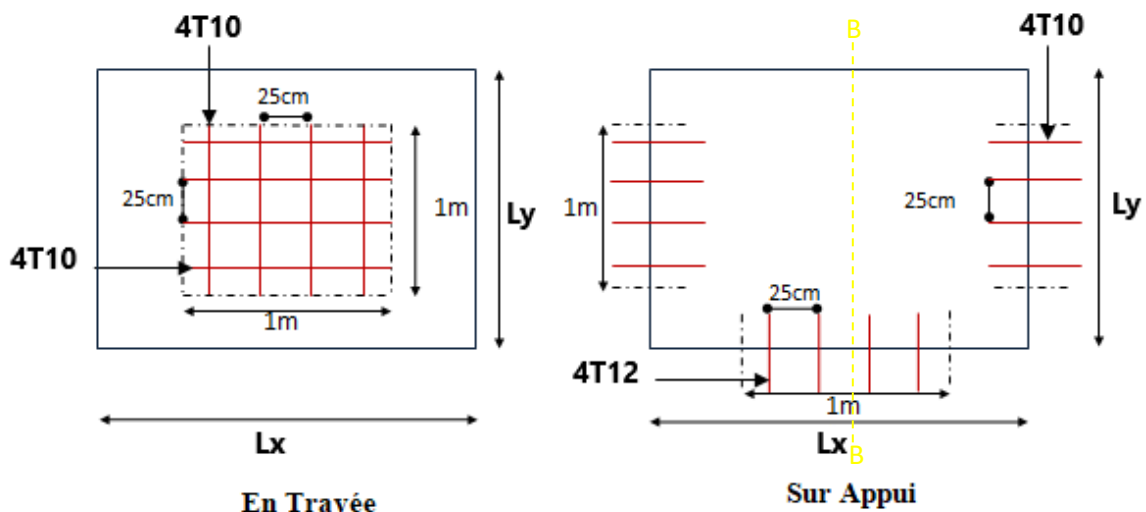
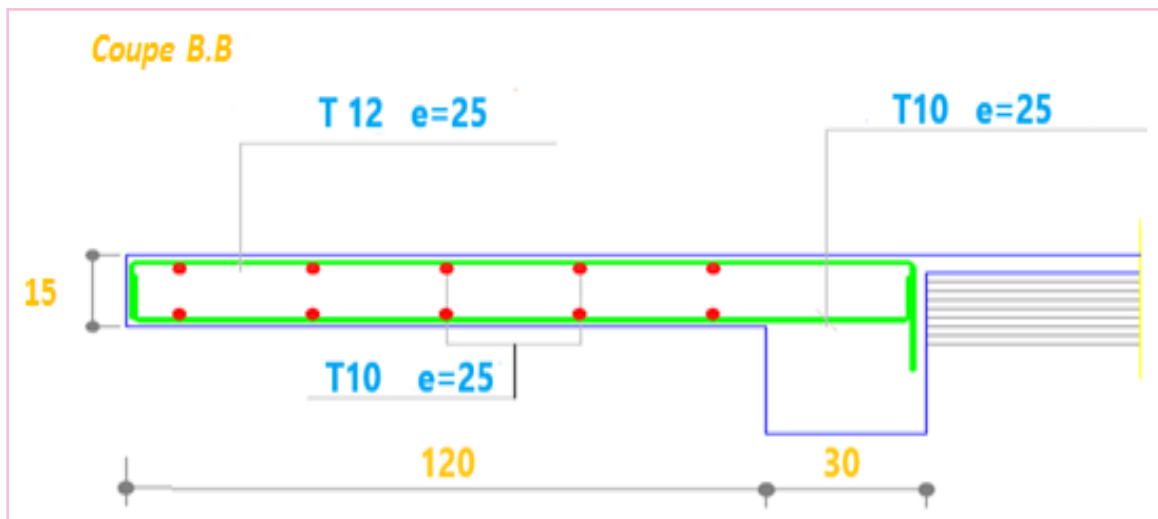


Figure III.38 : Ferrailage du balcon

III.6 Étude de l'escalier :

III.6.1. Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on un types d'escalier :

- Escalier à trois volées.

III.6.2 Escalier à trois volées :

➤ Escalier RDC :

- 1^{ère} et 3^{ème} volée de RDC :

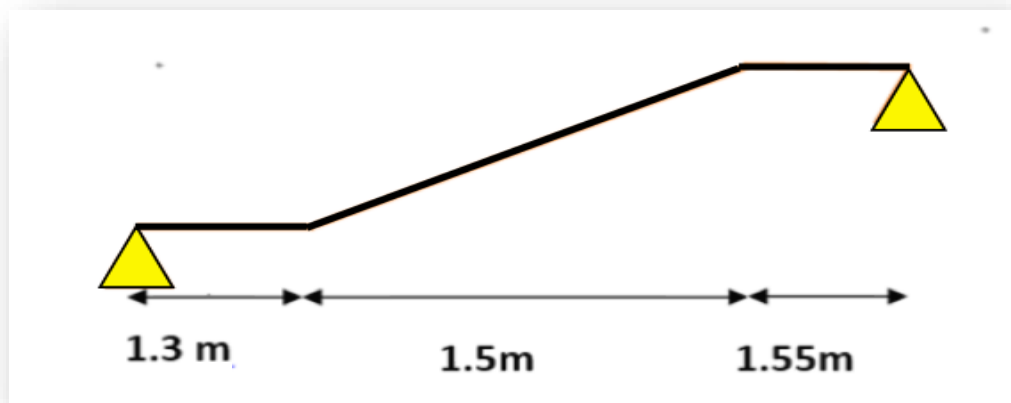


Figure III.39 : schéma statique du 1^{ère} et 3^{ème} volée RDC

➤ Evaluation des charges :

- ✓ Paillasse: $g_1 = 9,16$ KN/ml ; $q = 2,5$ KN/ml.
- ✓ Palier : $g_2 = 6,10$ KN/ml ; $q = 2,5$ KN/ml.
- ✓ Palier + une marche $g_3 = 8,225$ KN/ml ; $q = 2,5$ KN/ml.

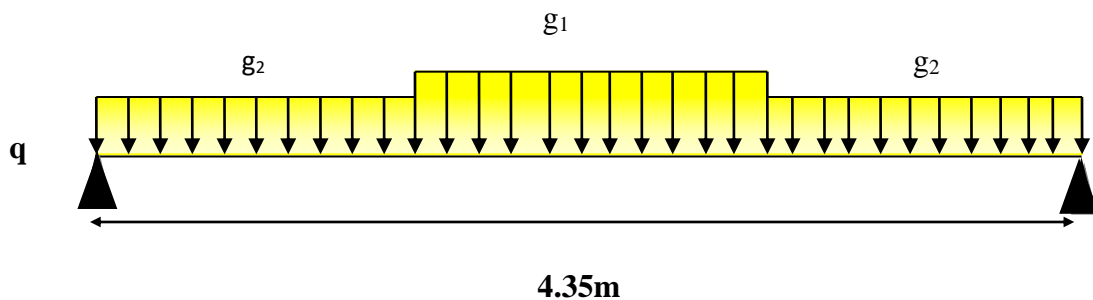


Figure III.40 : distribution des charges sur 1^{er} et 3^{ème} volée RDC

➤ **Calcul des sollicitations :**

Charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{\sum G \times L_i}{\sum L_i} = \frac{6,1 \times 1,3 + 1,5 \times 9,16 + 8,225 \times 1,55}{4,35} = 7,91 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

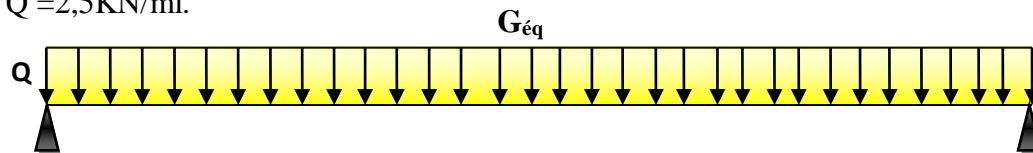


Figure III.41 : charge équivalente du 1^{er} et 3^{ème} volée RDC

➤ **Les Combinaison des charges :**

ELU :

- $q_u = 1,35 \times G_{eq} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 7,91 + 1,5 \times 2,5 = 14,43 \text{ KN/ml}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 7,91 + 2,5 = 10,41 \text{ KN/ml}$

➤ **Sollicitations de calcul de l'escalier :**

ELU :

- **Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{14,43 \times (4,35)^2}{8} = 34,13 \text{ KN.m.}$**

- **Moment sur appui : $M_1 = 0,2 \times M_0 = 0,2 \times 34,13 = 6,826 \text{ KN.m.}$**

$$M_2 = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 34,13 = 17,065 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 34,13 = 29,01 \text{ KN.m.}$**

ELS :

- **Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser}.l^2}{8} = \frac{10,41 \times (4,35)^2}{8} = 24,62 \text{ KN.m}$**

- **Moment sur appui : $M_1 = 0,2 \times M_0 = 0,2 \times 24,62 = 4,924 \text{ KN.m}$**

$$M_2 = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 24,62 = 12,31 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 24,62 = 20,92 \text{ KN.m}$**

➤ **Ferraillage**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$.

On a : $d = e - c - \Phi/2$

e : l'épaisseur de la paillasse.

c : l'enrobage des armatures (1cm)

Φ : le diamètre des armatures (en générale $\Phi=1 \text{ cm}$ pour les dalles pleines)

$F_{c28} \text{ (Mpa)}$	θ	$F_{t28} \text{ (Mpa)}$	γ_b	γ_s	$d \text{ (mm)}$	$F_{bu} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_s \text{ (Mpa)}$	$f_e \text{ (Mpa)}$
25	1	2,1	1,5	1,15	155	14,2	348	400

Tableau III-46 : Différents coefficients pour le calcul de ferraillage

➤ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \nu \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$M_u \text{ (Kg.m)}$	μ	$Z \text{ (cm)}$	α	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ adop}}$	Choix	$S_t \text{ (cm)}$
Travée	29,01	0,085	14,81	0,11	5,62	5,65	5T12	20
Appui	17,07	0,05	15,10	0,064	3,24	3,93	5T10	20

Tableau III-51 : Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

- $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	$A'_s (cm^2)$	$A_{s\text{ adop}} (cm^2)$	Choix	$S_t (cm)$
Travée	1,41	2,51	5T8	20
Appui	0,98	2,51	5T8	20

Tableau III-47: Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à E.L.U :

➤ **Espacement maximal:**

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

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$.

Sur appui : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$.

➤ **La section minimale.**

$$\bullet A_{s\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_t^{28}}{f_e} \rightarrow A_{s\min} = 1,87 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots (CV)$.

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots (CV)$.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau \leq \tau_u$

Tel que :

- $\tau = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable})$.
- $\tau = 3,33 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q_l}{2} = \frac{14,43 \times 4,35}{2} = 31,38 \text{ KN}$.
- $\tau_u = 0,020 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Vérification à L'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$.

Soit : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

c. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$
- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,44$

Donc : $\alpha = 0,11 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

d. Sur appui :

- $\alpha = 0,064 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,041 \leq 0,0625 \dots \dots \text{ (CNV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \times M_0} \times M_t \rightarrow 0,041 \leq \frac{29,01}{10 \times 34,13} = 0,084 \dots \dots \text{ (CNV)}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0036 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{ (CV)}$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Avec :

- f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{L}{500}$.

D'après le **BAEL91** on a :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vf}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

$$\bullet \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2]$$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$.

Avec :

$$\bullet \quad A'_s = 0,00 \quad A_s = 6,79cm^2.$$

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

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v \right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2.$$

Avec :

- $V = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d$.
- $\rho = \frac{A_s}{b \times d}, \lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5}$.
- $\lambda_i = 0,05 \times \frac{ft^{28}}{5 \times \rho}$.
- $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.
- $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i (Mpa)	λ_v Mpa	E_i Mpa	E_v Mpa
4,35	13280,09	10,71	47466,51	0,0036	5,83	2,33	32164	10819

Tableau III-48 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche

➤ Calcul de f_{gi} et f_{gv} :

On a:

- Paillasse: $g_1 = 9,16 \frac{KN}{ml}$
- Palier : $g_2 = 6,10 \frac{KN}{ml}$
- Palier + une marche : $g_3 = 8,225 \frac{KN}{ml}$
- $G_{eq} = 7,91 \frac{KN}{ml}$
- $M_0 = 18,70$ KN.m.
- $M_1 = 3,74$ KN.m.
- $M_2 = 9,35$ KN.m.
- $M_t = 15,90$ KN.m.
- $M_t = M_{gs} = 15,90$ KN.m
- $\sigma_{gs} = 15 \times M_{gs} \times \frac{d-y}{I}$.
- $\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft^{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + ft^{28}}$.

- $I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$.
- $I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$.
- $f_{gi} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}}$.
- $f_{gv} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{gser}(KN.m)$	$\sigma_{gs}(Mpa)$	μ_g	$I_{f_{gi}}(cm^4)$	$I_{f_{gv}}(cm^4)$	$f_{gi}(cm)$	$f_{gv}(cm)$
15,90	200,24	0,262	51427,62	51896,35	0,181	0,535

Tableau III-49: Résultats de calcul fgi et fgv

➤ Calcul de f_{pi} :

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 7,91 + 2,5 = 10,41 \frac{KN}{ml}$
- $M_0 = 24,62 KN.m$.
- $M_1 = 4,924 KN.m$.
- $M_2 = 12,31 KN.m$.
- $M_t = 20,92 KN.m$.
- $M_t = M_{pi} = 20,92$
- $\sigma_{pi} = \left(15 \times \frac{M_{pi}}{I}\right) \times (d - y)$.
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pi} + ft_{28}}$.
- $I_{f_{pi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pi}}$.
- $f_{pi} = M_{pi} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

$M_{pi}(KN.m)$	$\sigma_{pi}(Mpa)$	μ_{pi}	$I_{fpi}(cm^4)$	$f_{pi}(cm)$
20,92	263,59	0,376	51093,15	0,240

Tableau III-50 : Résultats de calcul de f_{pi}

➤ Calcul de f_{ji} :

On a : J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

- Paillasse: $j_1 = 7,56 \frac{KN}{ml}$
- Palier : $j_2 = 4,5 \frac{KN}{ml}$
- Palier + une marche : $g_3 = 6,625 \frac{KN}{ml}$
- $G_{eq} = 6,625 \frac{KN}{ml}$
- $M_0 = 14,59 KN.m$.
- $M_t = 12,40 KN.m$.
- $M_t = M_{gs} = 12,40 KN.m$
- $\sigma_{js} = 15 \times M_{js} \times \frac{d-y}{I}$.
- $\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + ft_{28}}$.
- $I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$.
- $I_{fjv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$.
- $f_{ji} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$.
- $f_{jv} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fjv}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_j(KN. m)$	$\sigma_j(Mpa)$	μ_j	$I_{fji}(cm^4)$	$f_{ji}(cm)$
12,40	156,16	0,154	5,1748,55	0,140

Tableau III-51: Résultats de calcul de f_{ji}

➤ Calcul de la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

Finalement on a : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,454\text{cm}$

$\Delta f \leq f_{ad} = 0,87 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV).$

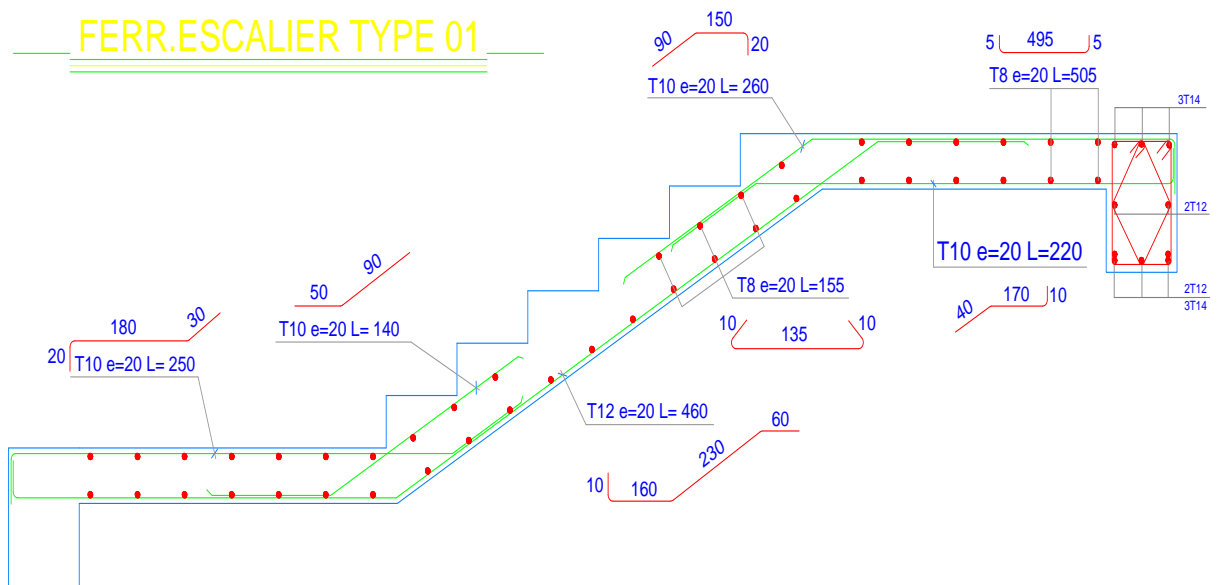


Figure III.42 : Ferrailage de l'escalier de la 1ère et 3^{ème} volée RDC

- 2^{ème} volée RDC :

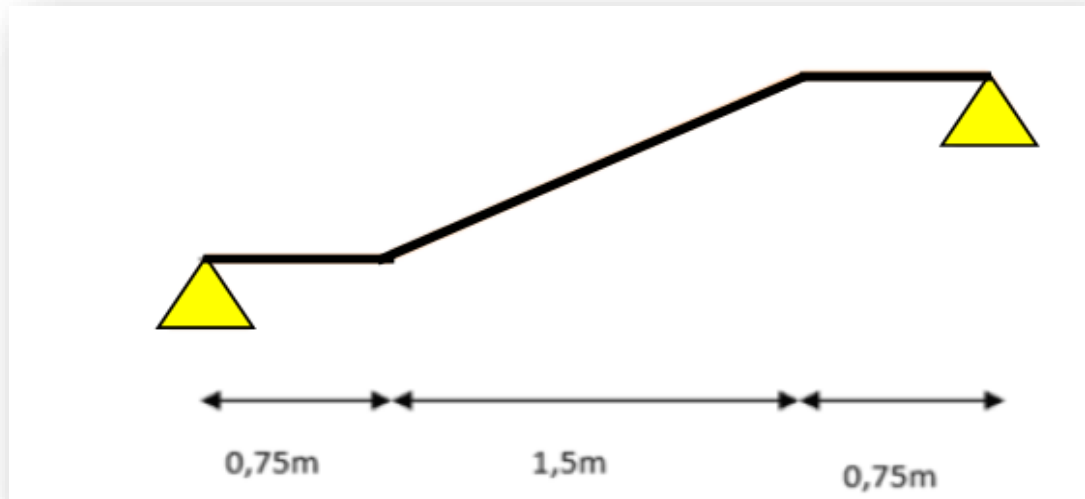


Figure III. 43 : schéma statique du 2^{ème} volée RDC

- Evaluation des charges :

- ✓ Paillasse: $g_1 = 9,08 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Palier simple : $g_2 = 6,1 \text{ KN/ml}$; $q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

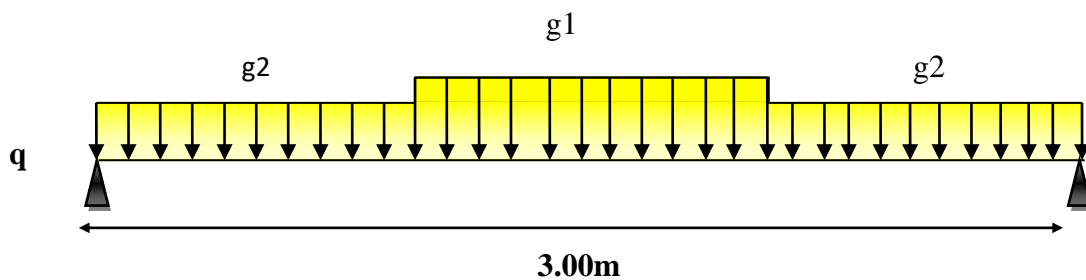


Figure III.44 : distribution des charges sur 2^{ème} volée RDC

- Calcul des sollicitations :

Calcul des charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{\sum g_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{6,1 \times (0,75) + 9,08 \times (1,5) + 6,1 \times 0,75}{3} = 7,59 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

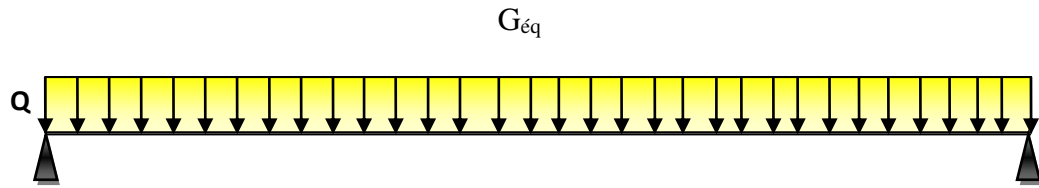


Figure III.45: charge équivalente de l'escalier 2^{ème} volée RDC

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU :

- $q_u = 1,35 \times G_{eq} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 7,59 + 1,5 \times 2,5 = 14 \text{ KN/ml.}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 7,59 + 2,5 = 10,09 \text{ KN/ml.}$

➤ **Sollicitations de calcul de l'escalier :**

ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = 15,75 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_1 = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 15,75 = 6,3 \text{ KN.m}$
 $M_2 = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 15,75 = 7,875 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 15,75 = 11,81 \text{ KN.m}$

ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser}.l^2}{8} = 11,35 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_1 = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 11,35 = 4,54 \text{ KN.m}$
 $M_2 = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 11,35 = 5,68 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 11,35 = 8,51 \text{ KN.m.}$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est **(b×h) = (100×18) cm²**.

$F_{c28} (Mpa)$	θ	$F_{t28} (Mpa)$	γ_b	γ_s	$d (mm)$	$F_{bu} (Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$	$f_e (Mpa)$
25	1	2,1	1,5	1,15	155	14,2	348	400

Tableau III-52 : Différents coefficients pour le calcul de ferraillage

➤ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$M_u (Kg.m)$	μ	Z (cm)	α	$A_s (cm^2)$	$A_{s\ adop}$	Choix	$S_t (cm)$
Travée	11,81	0,034	15,23	0,043	2,22	3,93	5T10	20
Appui	7,88	0,023	15,32	0,029	1,47	3,93	5T10	20

Tableau III-53: Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

- $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	$A'_s (cm^2)$	$A_{s\ adop} (cm^2)$	Choix	$S_t (cm)$
Travée	0,98	2,51	5T8	20
Appui	0,98	2,51	5T8	20

Tableau III-54 : Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à E.L.U :

➤ **espacement maximal:**

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

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (CV).

Sur appui : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (CV).

➤ **La section minimale.**

$$\bullet A_{smin} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}.$$

$$\bullet A_{smin} = 1,87 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} \dots\dots\dots$ (CV).

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} \dots\dots\dots$ (CV).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_u$$

Tel que :

$$\bullet \tau = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]. \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\bullet \tau = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bullet \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

• V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$\bullet V_u = \frac{q \times l}{2} = 21 \text{ KN.}$$

$$\bullet \tau_u = 0,013 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$
 (CV).

➤ **Vérification à L'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

$$\bullet \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}.$$

$$\text{Soit : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

e. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$
- $\alpha = 0.104.$
- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$

Donc : $\alpha = 0,043 \leq 0,445 \dots \dots \dots (CV).$

f. Sur appui :

- $\alpha = 0,029 \leq 0,445 \dots \dots \dots (CV).$

➤ Contraintes dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,06 \leq 0,0625 \dots \dots (CNV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \times M_0} \times M_t \rightarrow 0,035 \leq \frac{11,81}{10 \times 15,75} = 0,075 \dots \dots (CNV)$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0025 \leq 0,0105 \dots \dots (CV)$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Avec :

- f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{1}{1000} + 0,5$.

D'après le **BAEL91** on a :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_v.I_{vf}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2]$$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$.

Avec :

$$A'_s = 0, A_s = 9,24 \text{ cm}^2.$$

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

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2.$$

Avec :

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times d + 15 \times A_s}.$$

- $\rho = \frac{A_s}{b \times d}, \lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5}$.
- $\lambda_i = 0,05 \times \frac{ft_{28}}{5 \times \rho}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i (Mpa)	λ_v (Mpa)	E_i (Mpa)	E_v (Mpa)
3.72	9896,35	10,63	47064,1	0,0025	8,2	3,31	32164	10819

Tableau III-55: Différents coefficient pour le calcul de la flèche

➤ Calcul de f_{gi} et f_{gv} :

On a :

- Paillasse: $g_1 = 9,08 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Palier simple : $g_2 = 6,1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $G_{\text{eq}} = 7,59 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $M_0 = 8,53 \text{ KN.m}$
- $M_1 = 3,41 \text{ KN.m}$
- $M_2 = 4,27 \text{ KN.m}$
- $M_t = 6,4 \text{ KN.m}$.
- $M_t = 6,4 M_{gs}$.
- $\sigma_{gs} = 15 \times M_{gs} \times \frac{d-y}{I}$.
- $\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + ft_{28}}$.
- $I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$.
- $I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$.
- $f_{gi} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}}$.
- $f_{gv} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{gs}(\text{KN.m})$	$\sigma_{gs}(\text{Mpa})$	μ_g	$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$f_{gi}(\text{cm})$	$f_{gv}(\text{cm})$
6,4	114,27	0	51770,52	51770,52	0,034	0,102

Tableau III-56: Résultats de calcul f_{gi} et f_{gv}

➤ Calcul de f_{pi} :

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 7,59 + 2,5 = 10,09 \frac{KN}{ml}$.
- $M_0 = 11,35 \text{ KN.m}$
- $M_1 = 4,54 \text{ KN.m}$
- $M_2 = 5,68 \text{ KN.m}$
- $M_t = 8,51 \text{ KN.m}$.
- $M_t = 8,51 M_{pi}$
- $\sigma_{pi} = \left(15 \times \frac{M_{pi}}{I} \right) \times (d - y)$.
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pi} + f_{t28}}$.
- $I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{pi}}$.
- $f_{pi} = M_{pi} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{pi} (KN.m)$	$\sigma_{pi} (Mpa)$	μ_{pi}	$I_{fpi} (cm^4)$	$f_{pi} (cm)$
8,51	151,94	0	51770,51	0,045

Tableau III-57 : Résultats de calcul de f_{pi} ➤ Calcul de f_{ji} :

On a :

J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

- Paillasse: $j_1 = 7,48 \frac{KN}{ml}$.
- Palier simple : $j_2 = 4,5 \frac{KN}{ml}$.
- $j_{eq} = 6 \frac{KN}{ml}$.
- $M_0 = 6,75 \text{ KN.m}$
- $M_t = 4,6 \text{ KN.m}$.
- $M_t = M_{js}$.
- $\sigma_{js} = 15 \times M_{js} \times \frac{d - y}{I}$.

- $\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{js} + f_{t28}}$.
- $I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$.
- $I_{fjv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j}$.
- $f_{ji} = M_{js} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$.
- $f_{jv} = M_{js} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fjv}}$.

• Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_j (KN.m)$	$\sigma_j (Mpa)$	μ_j	$I_{fji} (cm^4)$	$f_{ji} (cm)$
45,06	90,35	0	51770,52	0,027

Tableau III-58 : Résultats de calcul de fji

➤ Calcul de la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm}$$

Finalement on a :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,086 \text{ cm}$$

- $\Delta f \leq f_{ad} = 0,60 \text{ cm} \dots \dots \dots (CV).$

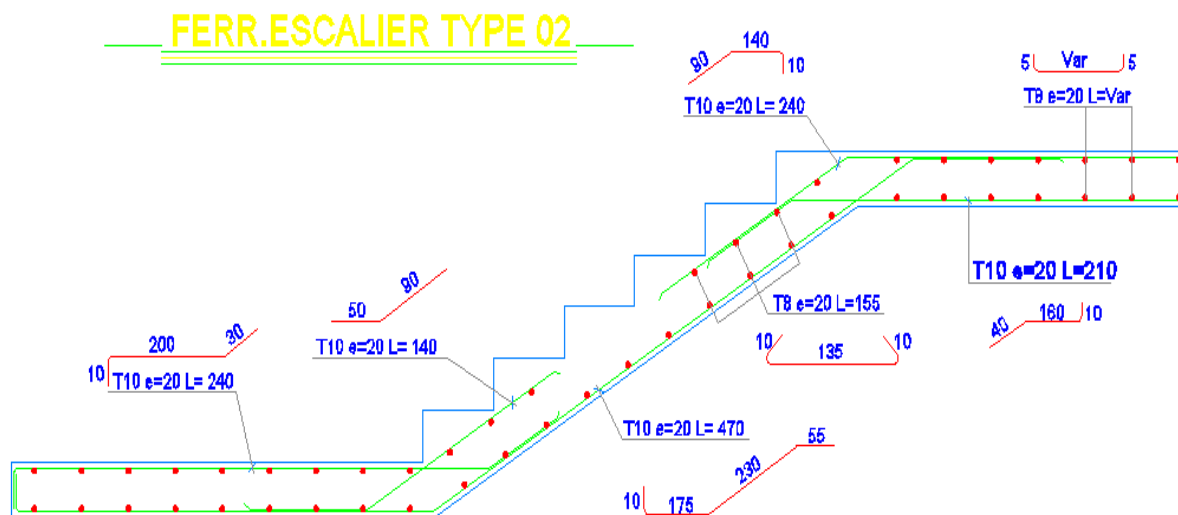


Figure III.46 : Ferrailage de l'escalier de la 2^{ème} volée RDC

III.7. Etude de la poutre palière :

II.7.1 Introduction :

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 3 volées on réalise une poutre palière brisée au niveau de l'RDC.

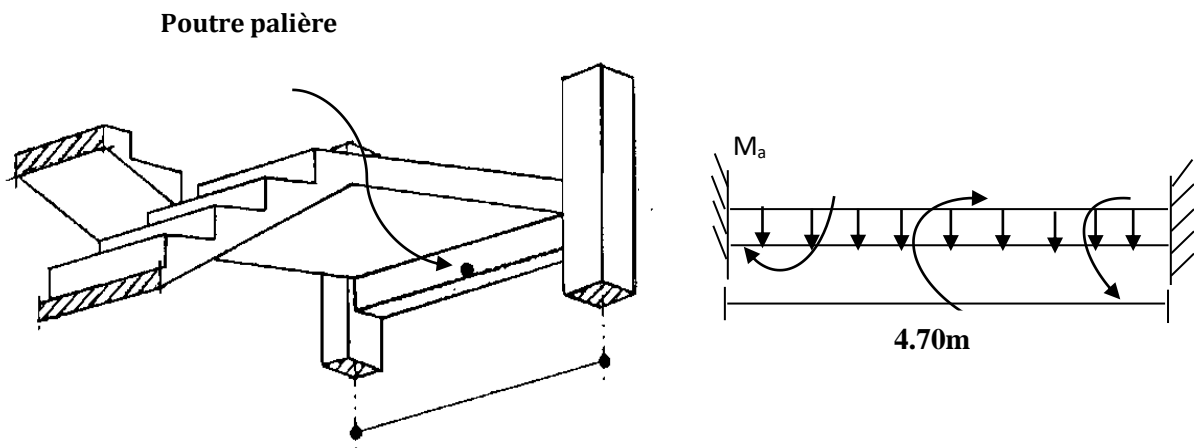


Figure III.47 : Poutre palière

Dans notre cas, on a :

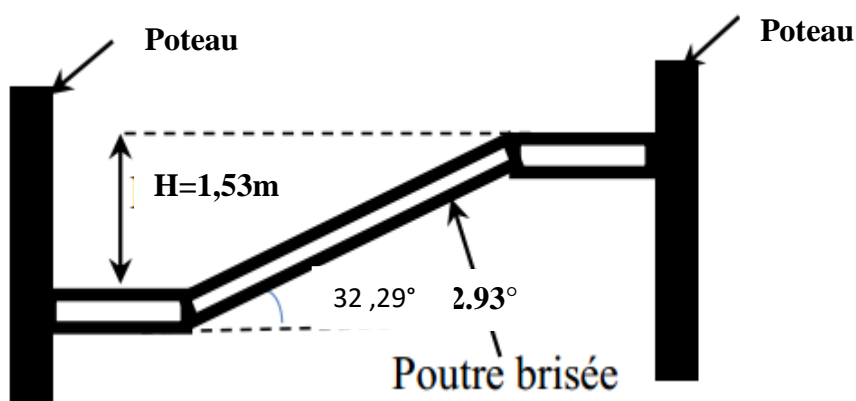


Figure III.48 : Vue en élévation de la poutre brisée.

➤ **Dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant le **RAP 99/version 2003**.

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière (**b × h=30×45**) **cm²**.

➤ **Calcul en flexion :**

Évaluation des charges :

g. Charge permanente :

- Poids propre de la poutre horizontale : $g_0 = 0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,38 \frac{KN}{ml}$.
- Poids propre de la poutre inclinée : $g_1 = \frac{3,38}{\cos 3,93^\circ} = 4,02 \frac{KN}{ml}$.

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$q_{u \text{ éq(droite)}} = q_2 = 14,43 \frac{KN}{ml} \cdot q_{u \text{ éq(gauche)}} = q_1 = 14,43 \frac{KN}{ml} \cdot q_{u \text{ éq(paillasse)}} = q_p = 16 \frac{KN}{ml}$$

Avec :

q_{u éq(droite)}, q_{u éq(gauche)}: les charges ramenées par la partie du 1^{er} et 3^{ème} volée d'escalier RDC successivement.

q_{u éq(paillasse)}: la charge ramenée par la partie palliase du 2^{ème} volée d'escalier RDC.

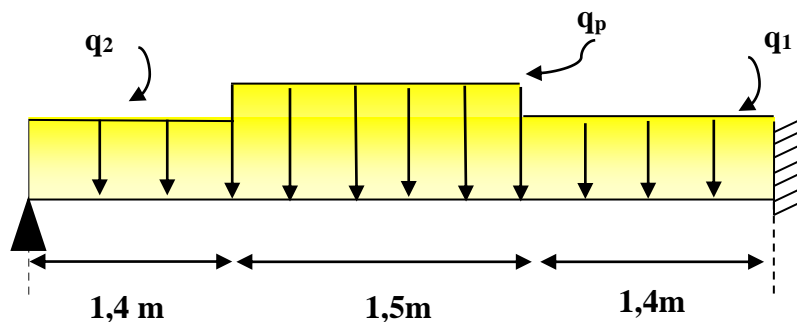


Figure III.49 : La charge sur la poutre palière à ELU

- **Calcul des réactions :** $R = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

$$R_1 = \frac{14,43 \times 4,35}{2} = 31,38 \frac{KN}{ml} \cdot R_2 = \frac{14,43 \times 4,35}{2} = 31,38 \frac{KN}{ml} \cdot R_p = 16 \times 1,4 = 22,4 \frac{KN}{ml}$$

$$R_{eq u} = \frac{31,38 \times 1,40 + (22,4) \times 1,5 + 31,38 \times 1,40}{4,30} = 28,25 \frac{KN}{ml}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_2 = 3,38 + 4,02 + 4,94 = 12,34 \frac{KN}{ml}$$

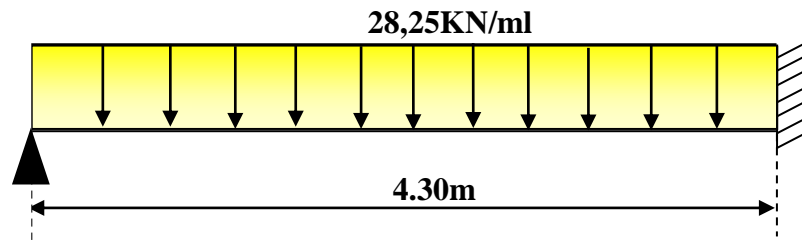


Figure III.50 : La charge équivalente sur la poutre palière à ELU

Calcul à l'ELU :

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 \times G + R_{\text{éq } u} = 44,91 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

Les moments : $l = 4,30 \text{ m}$.

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 103,8 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment en travée : $M_t = 0,75 \times M_0 = 77,85 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment sur appui : $M_a = 0,5 \times M_0 = 51,9 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ Ferrailage de la poutre palière :

h. Calcul des armatures longitudinales :

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$, avec : $\gamma_b = 1,5$.
- $f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$.
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$.

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$.
- $Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{su}}$.
- $A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$.
- $d = 0,9 \times 45 = 40,50 \text{ cm}$.

	$b(cm)$	$d(cm)$	$M_u(KN.m)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$	Choix
Trav	30	40.50	77,85	0.111	0.147	38,12	5,87	6.88	3T14 + 2T12
App	30	40.50	51,9	0.074	0.096	38,94	3,83	4.62	3T14

Tableau III-59 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière

➤ **Vérification à l'E.L.U:**

Condition de non fragilité :

- $A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$, $A_{smin} = 1,47\ cm^2$.
- En Travée: $A_s = 6.88\ cm^2 \geq A_{smin} = 1,47\ cm^2 \dots \dots \dots (CV)$.
- Sur Appuis: $A_s = 4.62\ cm^2 \geq A_{smin} = 1,47\ cm^2 \dots \dots \dots (CV)$.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration est préjudiciable :

- $\tau_u = \min(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa) = 3,33\ Mpa$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 96,56\ KN$.
- $\tau_u = 0,79\ MPa \leq 3,33\ Mpa \dots \dots \dots (CV)$.

➤ **Calcul des armatures d'âmes :**

- $A_t \times \frac{f_e}{b \times S_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4\ Mpa\right]$.
- $S_t \leq \min[0,9 \times d; 40\ cm] = 36,45\ cm$. On opte: $S_t = 20\ cm$
- $A_t \geq 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} = 0,4 \times 30 \times \frac{20}{400} = 0,60\ cm^2$.

→ $A_t = 0,60\ cm^2$.

Donc on adopte : $2T8 = 1,01\ cm^2$.

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

Évaluation des charges :

$$R_1 = \frac{10,41 \times 4,35}{2} = 22,64 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_2 = \frac{10,41 \times 4,35}{2} = 22,64 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_p = 11,58 \times 1,4 = 16,21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{\text{eq ser}} = \frac{22,64 \times 1,4 + (16,21) \times 1,5 + 22,64 \times 1,4}{4,30} = 20,39 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 = 3,38 + 4,02 = 7,4 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

i. Charge permanente :

- $R_{\text{éq ser}} = 20,39 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $G = g_0 + g_1 = 7,4 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $G_{\text{mur}} = 4,94 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- $G_{\text{éq}} = 12,34 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

Combinaisons de charges :

- $q_s = G_{\text{éq}} + R_{\text{éq ser}} = 32,73 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

Les moments : $l = 4,30\text{m}$.

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 75,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment en travée : $M_t = 0,75 \times M_0 = 56,74 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment sur appui : $M_a = 0,5 \times M_0 = 37,83 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Vérification des contraintes de béton :

a. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37.$
- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100} \right] = 0,435.$

Donc : $\alpha = 0,147 \leq 0,435 \dots \dots \dots$ (CV).

j. Sur appui :

- $\alpha = 0,096 \leq 0,435 \dots \dots \dots$ (CV).

➤ Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,104 \geq 0,0625 \dots \dots$ (CV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \times M_0} \times M_t \rightarrow 0,104 \geq 0,067 \dots \dots$ (CV)
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0056 \leq 0,0105 \dots \dots$ (CV)

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ Calcul à la torsion :**a. Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :**

On a :

- $M_{ua} = \frac{Ma}{L_{esc}} = \frac{17,065}{4,35} = 3,92 \text{ KN.m.}$
- $M_{tor} = M_{ua} \times \frac{L_{poutre}}{2} = \frac{4,30}{2} \times 3,92 = 8,42 \text{ KN.m.}$

b. Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :

- $b \leq h.$
- $\Omega = (h - e) \times (B - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$
- $\Omega = (45 - 5) \times (30 - 5) = 1000 \text{ cm}^2.$

k. Calcul le périmètre de la section efficace :

- $U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 130 \text{ cm.}$

I. Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :

$$\bullet \tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,42 \times 10^6}{2 \times 1000 \times 50 \times 10^2} = 0,842 \text{ Mpa.}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

Suivant la condition :

$$\bullet \tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

Avec :

$$\bullet \bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,202^2 + 0,802^2 = 0,684 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

➤ Calcul du ferrailage à la torsion :

$$\bullet \frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times U = 1,57 \text{ cm}^2.$$

→ $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$. On adopte : 2T12 (A_s) = 2,26 cm^2 .

➤ Pourcentage minimal :

$$\bullet \frac{A_{st} \times f_e}{e \times U} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow 1,39 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

➤ Armature transversale :

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,120 \text{ cm}$$

➤ Espacement maximal :

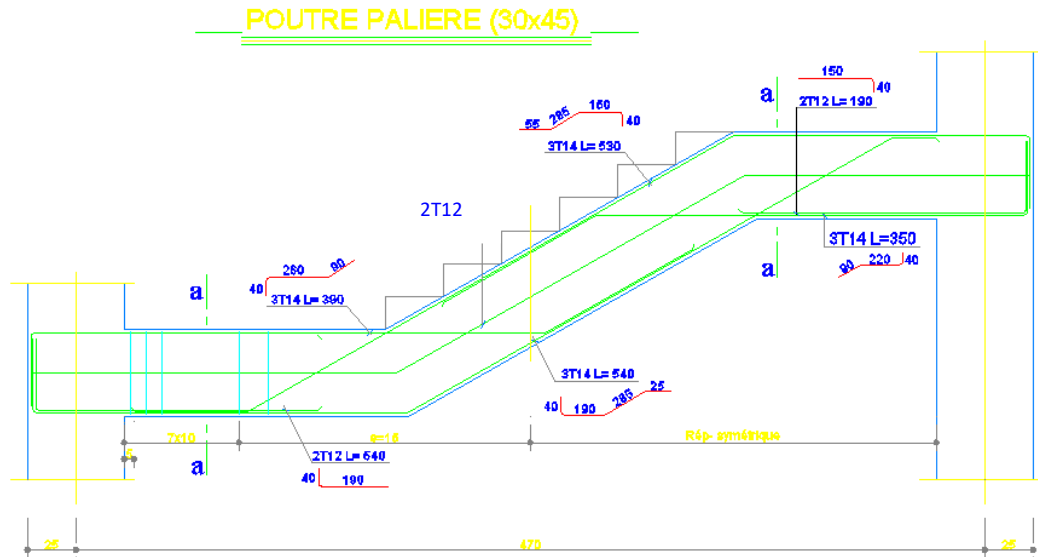
$$\bullet S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 36,45 \text{ cm}$$

→ On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} = 0,120 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0,27 \text{ cm}^2.$$

→ On adopte 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :



Section: a - a

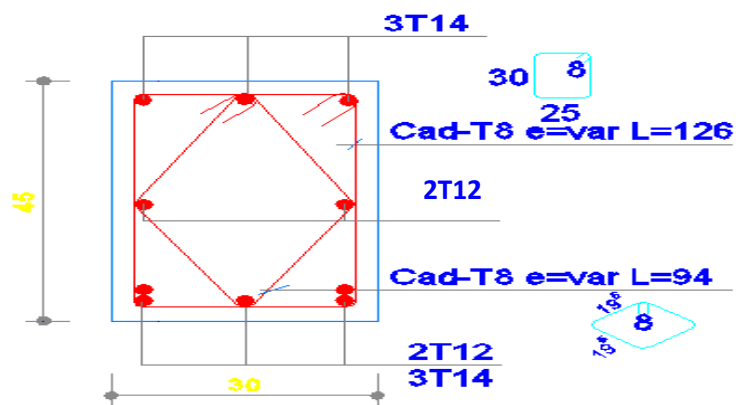


Figure III.51 : Ferrailage de la poutre brisée.



Chapitre IV :

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (3) niveaux ou onze (11) mètre de hauteur dans la **zone IIb**, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3. 4. A. 1. a)** du **RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ Respect de la réglementation parasismique.
- ✚ Conception architecturél parasismique.
- ✚ Mise en œuvre soigné.

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- ✚ La méthode statique équivalente.
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale.

- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a. Méthode statique équivalente :

➤ **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

➤ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99 version 2003 .

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié , satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et à 30m en zone III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant ,autres conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - ⇒ Zone I : Tous groupes
 - ⇒ Zone II : Groupe d'usage 3
groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

⇒ Zone III :

groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ Principe de la méthode :

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. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
2. Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- ✚ La régularité en plan.
- ✚ La rigidité ou non des planchers.
- ✚ Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- ✚ La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application:**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites)

IV.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a **4** zones sismiques

- Zone **O** : sismicité négligeable ;
- Zone **I** : sismicité faible ;
- Zone **II** : sismicité moyenne ;
- Zone **III** : sismicité élevée ;

❖ **La classification des sites** :

Les sites sont classés en quatre (**04**) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie **S1** : site rocheux
- Catégorie **S2** : site ferme
- Catégorie **S3** : site meuble
- Catégorie **S4** : site très meuble

❖ **Classification des ouvrages selon leur importance** :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe **1A** : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe **1B** : Ouvrages de grande importance
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe **3** : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau. IV.1. Coefficient d'accélération de zone A.

❖ **La classification du système de contreventement.**

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau. IV.2.Classification de la structure selon le système de contreventement.

❖ **Régularité :**

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

• **Régularité en plan :**

Notre structure est régulière en plan

• **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation

$$\frac{B'}{B} = \frac{13,1}{17,65} = 0,74 \geq 0.67 \dots\dots\dots C.V$$

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone Iib	A=0,20
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	
Classification des sites	Site rocheux S ₁	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,30 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de mixte portiques / voiles avec interaction.	R = 5 C _T = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	régulier en plan régulier en élévation	Bâtiment régulier

Tableau. IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique « E » sera généré automatiquement, en introduisant le spectre

Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

▣ Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	P _q	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0	O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0	O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σ q	0,15	

Tableau. IV.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

▣ Périodes associées à la catégorie du site T₁ et T₂ :

Donnée par **RPA99v2003** (tab4.7 page 56) Site de catégorie S1 (Site rocheux)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.3 \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 pages 46): $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Pourcentage d'amortissement critique :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48), $\xi = 7\%$ pour portique en n béton armé avec un remplissage dense.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.5 : Valeurs de ξ (%)

IV.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

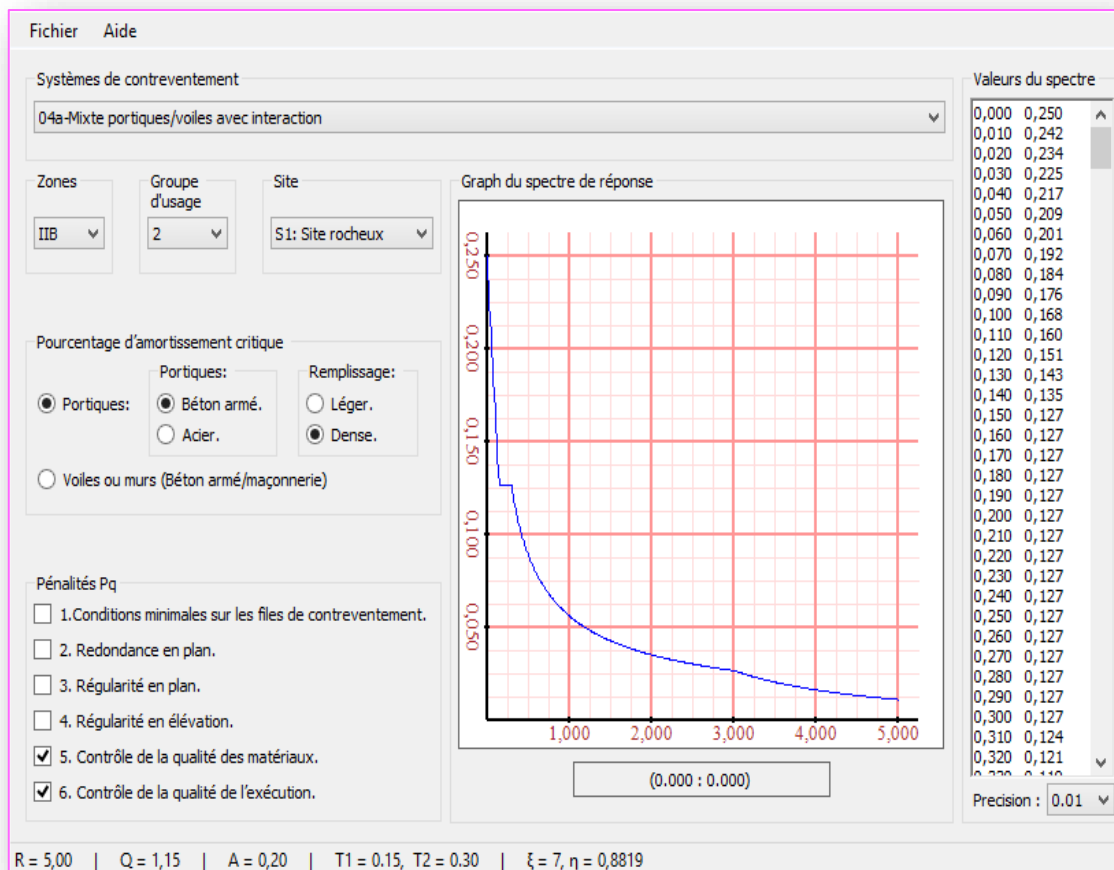


Figure. IV.1. Le spectre de réponse

IV.5. 2.Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

IV.5.2.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

IV.5.2.2. Modélisation des éléments structuraux :

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

➤ Etapes de modélisation :

La modélisation est effectuée comme suit :

- ✚ Définition des matériaux ; - Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME** ;

- ✚ Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. (Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles)
- ✚ Définition des sections ;
- ✚ Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ;
- ✚ Introduction du spectre de réponse à appliquer ;

définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- * $ELU : 1,35G + 1,5Q$ **CBA 93, A. 3. 3. 2**
- * $ELS : G + Q$ **CBA93, A. 3. 3. 2**
- * $G + Q \pm E_x$ **RPA 2003, 5. 2**
- * $G + Q \pm E_y$ **RPA 2003, 5. 2**
- * $0,8G \pm E_x$ **RPA 2003, 5. 2**
- * $0,8G \pm E_y$ **RPA 2003, 5. 2 .**

- ✚ Définir les conditions aux limites : pour les fondations on choisi un type d'appui encastéré à la base ;
- ✚ Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

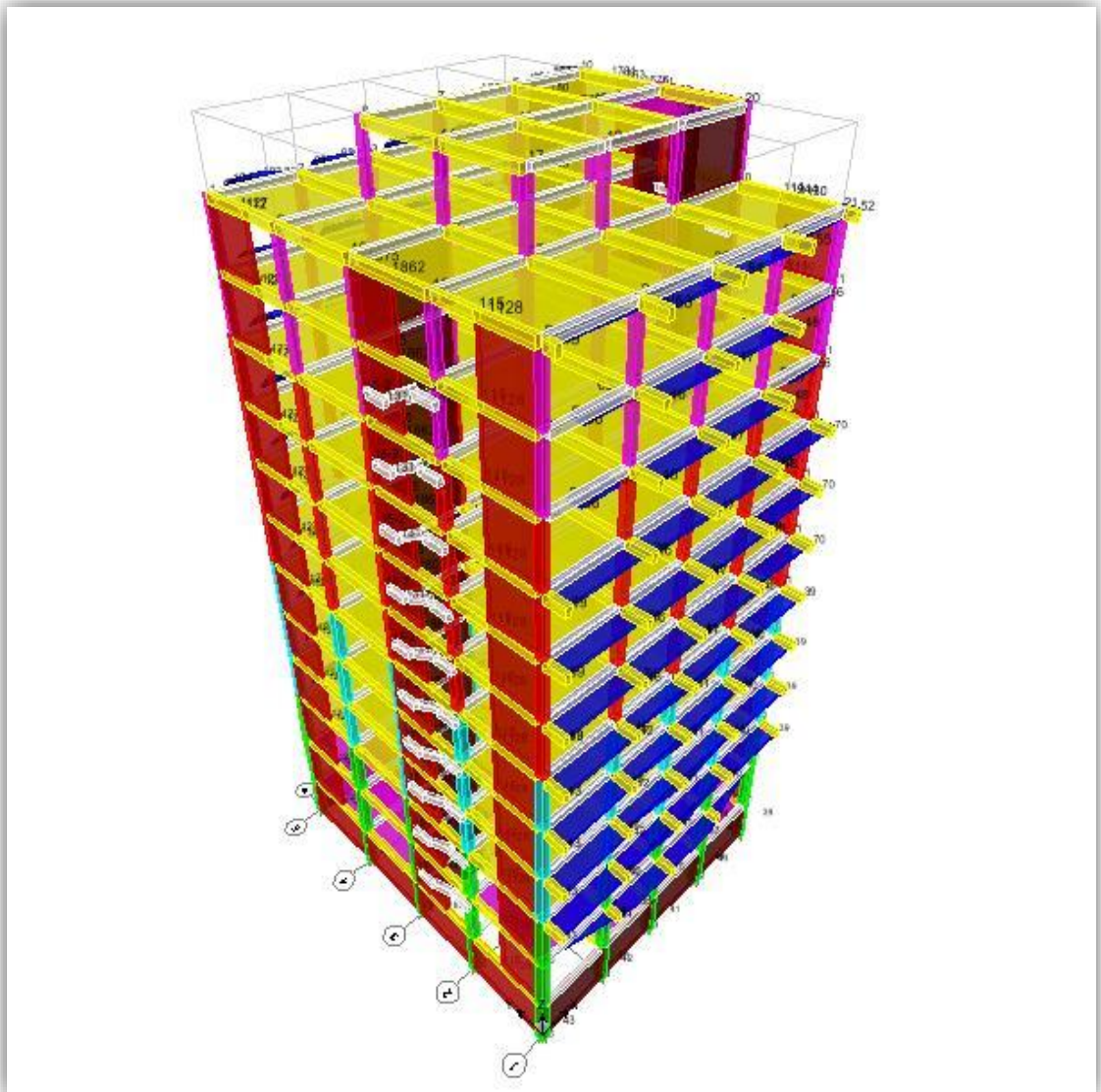


Figure. IV.2. Modélisation de la structure par ETABS

IV.5.2.3. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité Q RPA99/Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.5.2.4. Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003** (article **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 l'excitation doit être tel que :

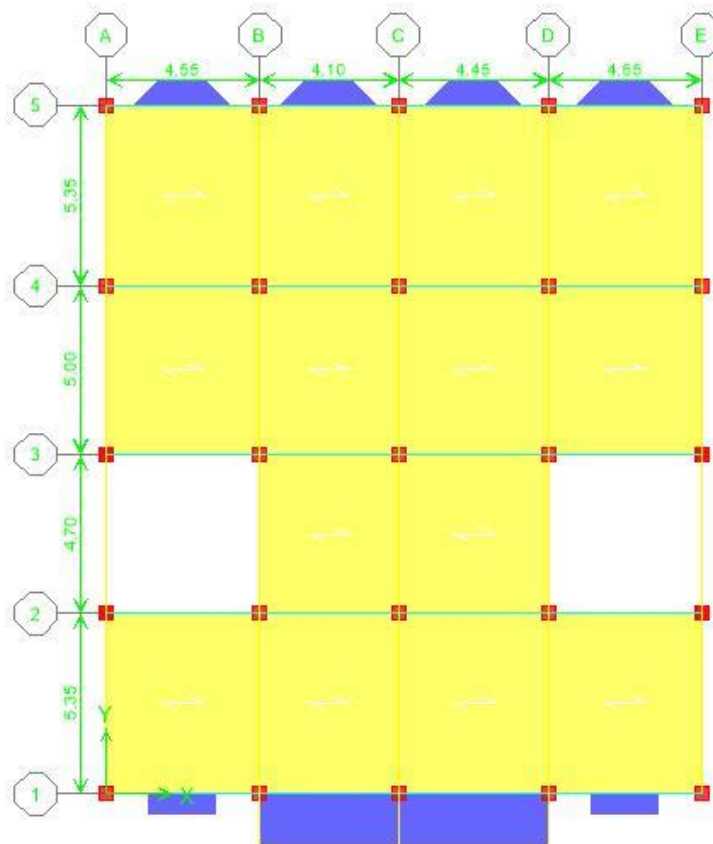
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

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 (**03**) dans chaque direction considérée.

IV.6. La proposition de disposition des voiles :

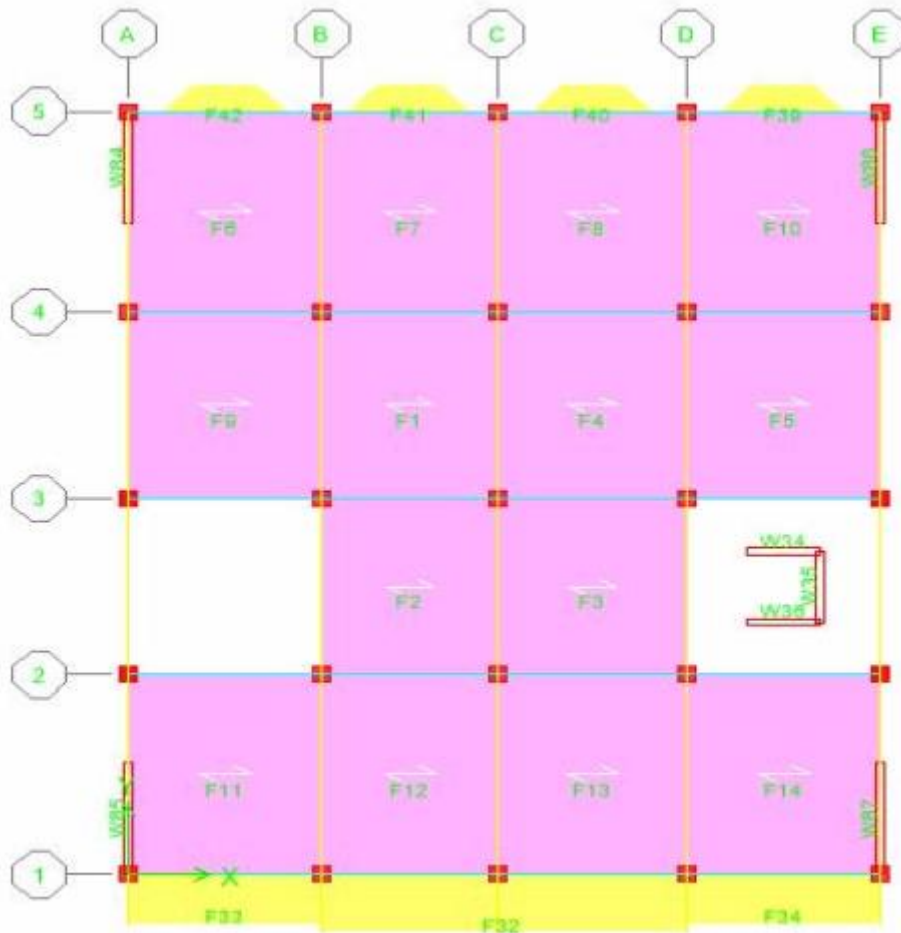
1^{eme} cas : système contreventement sans voile :



Mode	Période (s)	UX %	UY %	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,857683	71,4743	0,0001	71,4743	0,0001	0,0517	0,0517
2	1,433176	0,0007	66,5069	71,475	66,507	7,218	7,2698
3	1,377583	0,0019	7,6101	71,4769	74,1171	67,2071	74,4768
4	0,637543	11,1046	0,0003	82,5815	74,1174	0	74,4768
5	0,49776	0,0059	10,7538	82,5875	84,8712	1,0197	75,4965
6	0,479154	0,0459	1,0718	82,6333	85,943	10,3309	85,8274
7	0,381862	6,1386	0	88,772	85,943	0,0536	85,881
8	0,29851	0,0002	4,5291	88,7721	90,4722	0,301	86,182
9	0,291896	0,0075	0,236	88,7796	90,7082	4,8591	91,0411
10	0,266386	3,777	0	92,5566	90,7082	0,019	91,06
11	0,213325	0,0005	2,889	92,5571	93,5973	0,1105	91,1706
12	0,20817	0,0001	0,0962	92,5572	93,6935	2,799	93,9696
13	0,204241	2,0798	0,001	94,637	93,6945	0,0197	93,9893
14	0,168673	0,0001	0,9735	94,6371	94,668	0,5023	94,4916

Tableau. IV.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante 1.

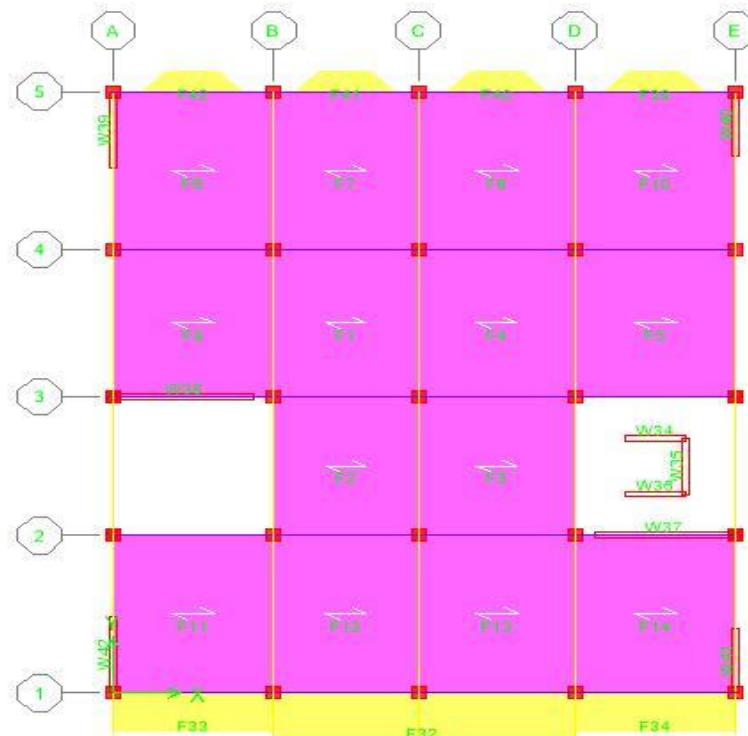
2^{ème} cas : système contreventement avec voile dans les cotée (variante proposé2) :



Mode	Période (s)	UX %	UY %	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,697868	71,5737	0,0001	71,5737	0,0001	0,0001	0,0001
2	0,881685	0	53,8594	71,5737	53,8595	13,3699	13,37
3	0,867229	0,0009	13,5864	71,5746	67,4459	54,7091	68,0791
4	0,534916	11,4845	0,0002	83,0591	67,4461	0,0035	68,0826
5	0,273273	5,5567	0,0198	88,6159	67,4659	0,611	68,6937
6	0,255443	0,1834	6,4526	88,7993	73,9185	6,7727	75,4664
7	0,247515	0,075	8,3388	88,8743	82,2574	6,1001	81,5665
8	0,23381	0,042	0,0001	88,9163	82,2575	1,1562	82,7226
9	0,165005	3,2269	0,0803	92,1432	82,3377	0,0142	82,7368
10	0,149564	0,4594	1,1846	92,6026	83,5224	0,3483	83,0852
11	0,115268	0,0171	0,0059	92,6197	83,5283	6,6605	89,7457
12	0,112139	1,0693	3,81	93,689	87,3383	0,0319	89,7776
13	0,107586	1,515	2,3712	95,2039	89,7095	0,0176	89,7952
14	0,084133	0,2519	0,0135	95,4558	89,723	0,0021	89,7973

Tableau. IV.7. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé2

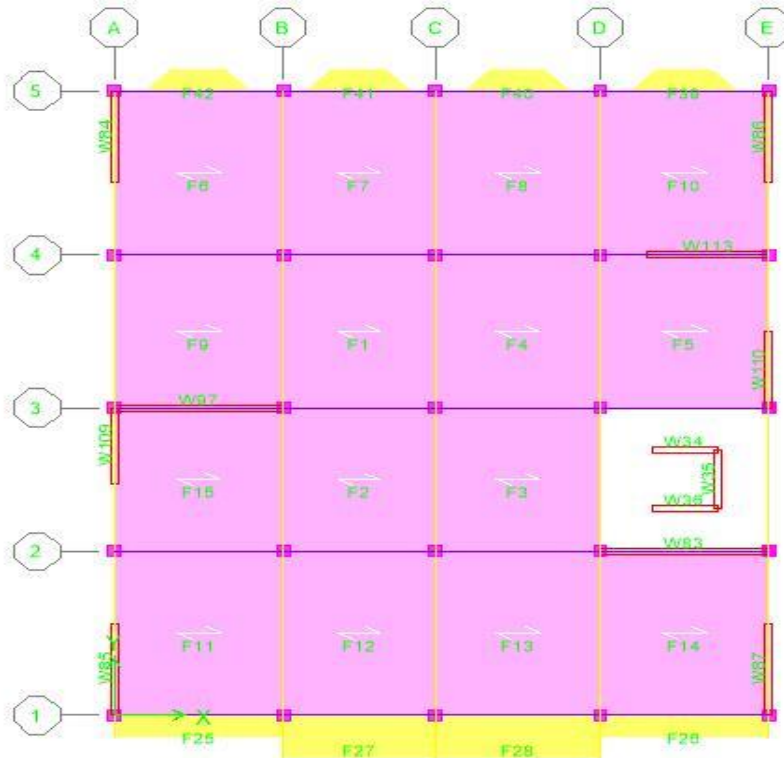
3^{ème} cas : système contreventement avec voile architectural (variante proposé3) :



Mode	Période (s)	UX %	UY %	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,019073	61,5408	3,1688	61,5408	3,1688	0,4141	0,4141
2	0,941329	3,4576	59,4234	64,9984	62,5922	5,3461	5,7602
3	0,889605	0,0071	6,1021	65,0056	68,6943	62,7676	68,5278
4	0,277806	0,0244	13,6225	65,0299	82,3168	0,2117	68,7396
5	0,262585	4,0193	0,2074	69,0492	82,5243	10,5631	79,3027
6	0,247961	13,4107	0,1429	82,4599	82,6672	3,5148	82,8175
7	0,134421	0,0406	5,7252	82,5005	88,3924	0,6002	83,4177
8	0,122145	0,9921	0,6303	83,4926	89,0227	5,2074	88,6251
9	0,108524	6,1475	0,0024	89,6402	89,025	1,0283	89,6533
10	0,084862	0,0795	2,93	89,7197	91,955	0,0774	89,7308
11	0,073085	1,2403	0,0607	90,96	92,0157	2,3489	92,0797
12	0,071711	0,0631	0,0002	91,0231	92,0159	0,7171	92,7968
13	0,07119	0,0539	0,0051	91,0769	92,021	0,1789	92,9757
14	0,070493	0,0607	0,0132	91,1377	92,0342	0,1522	93,1279
15	0,068967	0,8318	0,0391	91,9695	92,0733	0,2863	93,4142

Tableau. IV.8. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé3

4^{ème} cas : système contreventement avec voile (variante proposé 4) :



Mode	Période(s)	UX %	UY %	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,926441	61,5877	2,5226	61,5877	2,5226	0,9129	0,9129
2	0,75412	1,8194	64,1015	63,4071	66,624	2,7697	3,6826
3	0,715184	1,4073	2,0668	64,8143	68,6908	65,0913	68,7739
4	0,228798	8,7624	7,0027	73,5768	75,6935	0,3285	69,1024
5	0,212906	5,9788	6,1184	79,5555	81,8119	3,4203	72,5227
6	0,202928	3,6602	1,1001	83,2158	82,912	10,6934	83,2161
7	0,106513	0,618	5,8544	83,8338	88,7665	0	83,2161
8	0,096145	0,4681	0,0318	84,3019	88,7982	6,4441	89,6602
9	0,0948	6,3085	0,3859	90,6104	89,1841	0,4198	90,0799
10	0,069483	0,0179	2,6542	90,6283	91,8383	0,0229	90,1028
11	0,061367	2,412	0,1083	93,0403	91,9466	0,0313	90,1341
12	0,058168	0,017	0,0155	93,0574	91,9621	0,158	90,2921
13	0,057982	0,1171	0,1068	93,1744	92,0689	1,1352	91,4274
14	0,057952	0,0031	0	93,1775	92,069	0,0002	91,4276
15	0,057914	0,0028	0,0165	93,1803	92,0855	0,1949	91,6225

Tableau. IV.9. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante proposé 4

▣ Les modes propres :

⇒ 1^{ère} mod(Translation suivant XX) :

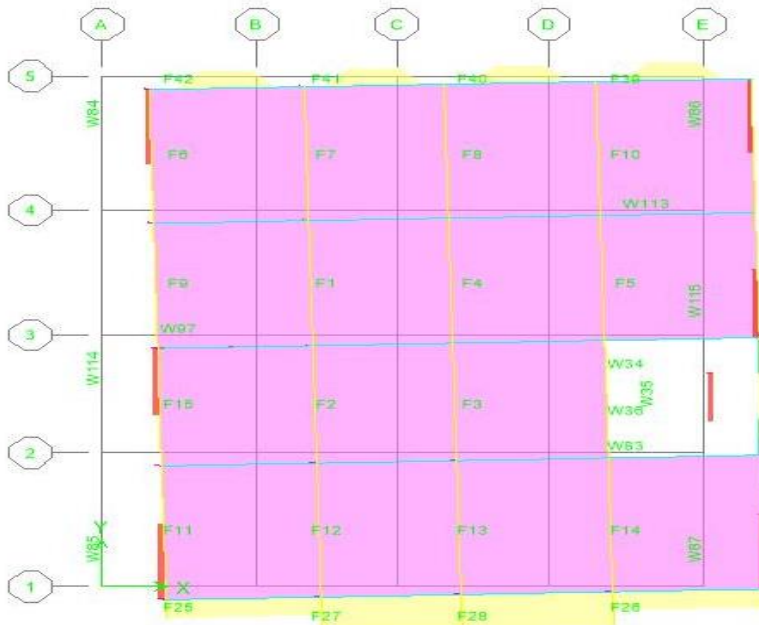


Figure. IV.3.Mode 1 ; T= 0,926 sec.

⇒ 2^{ème} mode :(Translation suivant YY) :

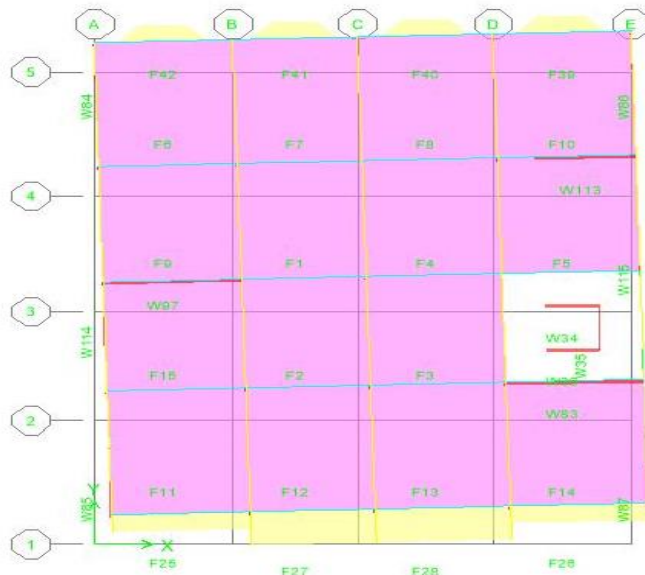


Figure. IV.4.Mode 2 ; T= 0,754 sec.

⇒ 3^{eme} mode : (Torsion)

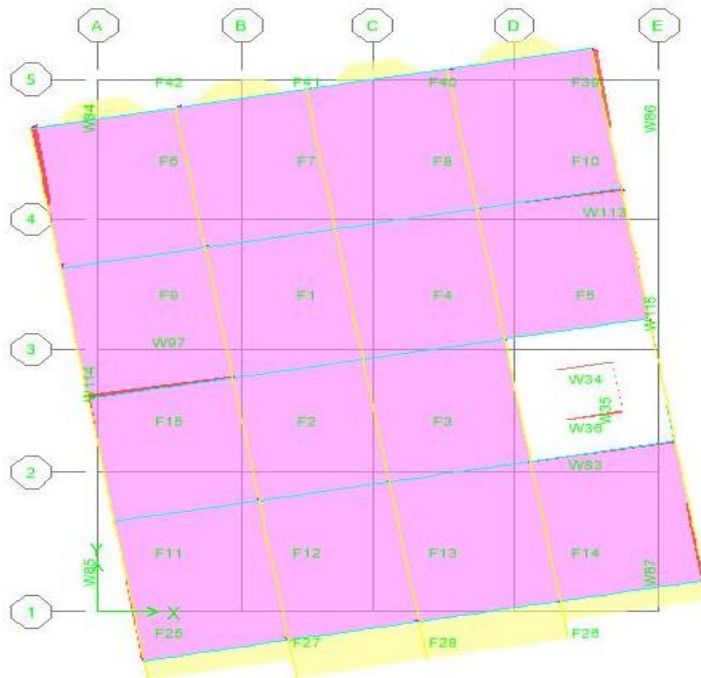


Figure. IV.5. Mode 3 ; T= 0,715 sec.

IV.7. Période fondamentale théorique :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	C_T	h_N (m)	D	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0,05	37,4	18,15	0,756	0,790	0.756
Sens Y	0,05	37,4	20,90	0,756	0,736	0.736

Tableau. IV.10. Période fondamental de la structure.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{dyna,x} = 0,926 \text{ sec} \\ T_{dyna,y} = 0,754 \text{ sec} \end{array} \right.$$

- Une période empirique :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{emp,x} = 0,756 \text{ sec.} \\ T_{emp,y} = 0,736 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 42), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 %.

$$1.3 \times T_{emp,x} = 0,983 \geq T_{dynm,x} = 0.926 \text{sec}$$

.....CV

$$1.3 \times T_{emp,y} = 0,956 \geq T_{dynm,y} = 0.754 \text{sec}$$

.....CV

- Analyse des résultats :

- D'après le **Tableau. IV.9** la participation massique du premier mode suivant la direction (X) est prépondérante : UX = 61,59%, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans la Figure. IV.3 La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction (Y) : UY = 64,10%.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation suivant l'axe (Z) : RZ = 65,09 %.

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du RPA 99 majorées de 30%.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 9^{ème} mode dans le sens X et 10^{ème} mode Dans le sens Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\Rightarrow \mathbf{K \geq 3 \times \sqrt{n}} , \mathbf{T_K \leq 0,20 \text{ sec.}} \quad \mathbf{RPA 99 V 2003 \text{ art4.3.4. b}}$$

Où :

\Rightarrow : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

→ $K \geq 12$ et $T_{12} = 0.058 < 0.20 \text{ sec} \dots \dots \dots (\mathbf{CV})$.

- La 1^{ère} mode et 2^{ème} mode est des modes de translation.....CV

- La 3^{ème} mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (10^{ème} mode)

- Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

IV.8. Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposée, On doit vérifier les conditions données par le RPA version 2003, à savoir :

- ⇒ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ⇒ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ⇒ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

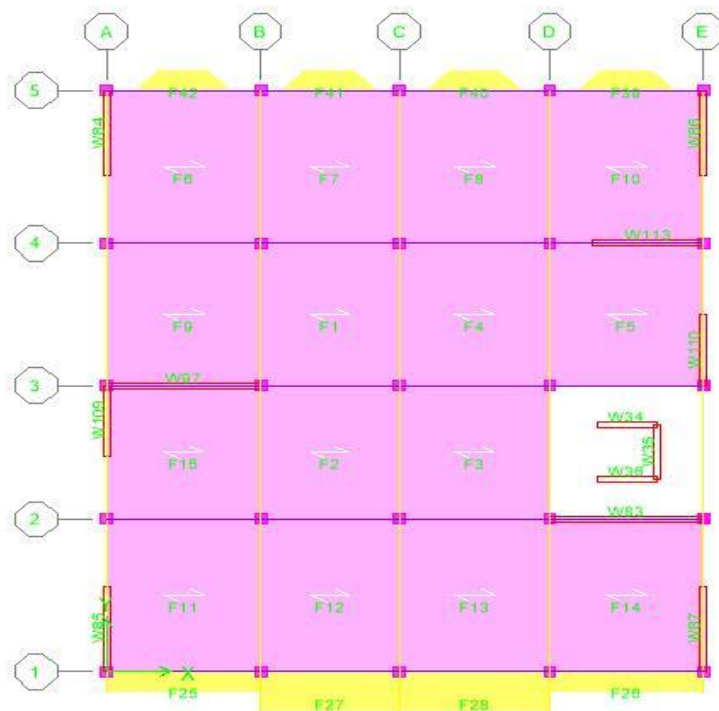


Figure. IV.6. La disposition des voiles

IV.9. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. DeRPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Story	Poids KN
Buanderie	1282,68
10^{ème} étage	3239,28
9^{ème} étage	3185,41
8^{ème} étage	3265,5
7^{ème} étage	3369,92
6^{ème} étage	3496,35
5^{ème} étage	3499,27
4^{ème} étage	3453,95
3^{ème} étage	3453,96
2^{ème} étage	3453,95
1^{ère} étage	3650,14
RDC	4896,12
Sous Sol	5096,23
Totale	45342,76

Tableau. IV.11.Poids de chaque étage

IV.10. Vérifications réglementaires :**IV.10.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**➤ **Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

➤ **Centre de rigidité (centre de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

IV.10.2. Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad ; \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

✚ L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x \text{ avec } L_x = 18,15m \Rightarrow e_x^{acc} = 0,908 m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y \text{ avec } L_y = 20,90 m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.045 m$$

Etage	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x^{the}	e_y^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}
RDC	9,039	10,31	9,535	9,629	0,496	0,681	0,908	1.045
1 ^{ère} étage	9,11	9,911	9,497	9,968	0,387	0,057	0,908	1.045
2 ^{ème} étage	9,102	9,903	9,398	10,071	0,296	0,168	0,908	1.045
3 ^{ème} étage	9,102	9,903	9,331	10,164	0,229	0,261	0,908	1.045
4 ^{ème} étage	9,106	9,9	9,298	10,252	0,192	0,352	0,908	1.045
5 ^{ème} étage	9,099	9,486	9,295	10,328	0,196	0,842	0,908	1.045
6 ^{ème} étage	9,099	9,488	9,317	10,395	0,218	0,907	0,908	1.045
7 ^{ème} étage	9,11	9,907	9,359	10,463	0,249	0,556	0,908	1.045
8 ^{ème} étage	9,123	10,264	9,42	10,536	0,297	0,272	0,908	1.045
9 ^{ème} étage	9,2	10,282	9,505	10,604	0,305	0,322	0,908	1.045
10 ^{ème} étage	9,368	9,578	9,621	10,666	0,253	1,088	0,908	1.045
Buanderie	12,205	9,996	10,253	10,585	1,952	0,589	0,908	1.045

Tableau. IV.12. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentelle)

IV.11. Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

N_U (total)	N_{voil}	N_{voil} (%)
52995,25	23679,702	44,68

Tableau. IV.13. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

◆ **Sens longitudinal (X-X) :**

⇒ L'effort tranchant total à la base : $V_{total} = 2067,23 \text{ KN}$

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : $V_{portique} = 303 \text{ KN}$

$$V_{portique} \% = \frac{303}{2067,23} \times 100 = 14,66$$

◆ **Sens transversal (Y-Y) :**

⇒ L'effort tranchant total à la base : $V_{total} = 1992,62 \text{ KN}$

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : $V_{portique} = 390,66 \text{ KN}$

$$V_{portique} \% = \frac{390,66}{1992,62} \times 100 = 19,60$$

Remarque :

Au début de calcul, on a pris $R = 5$, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par $R = 4$ puisque les charge verticales supportée par les voiles est 19,60% ; et les charges horizontales supportée par les portiques est 49.49 % .

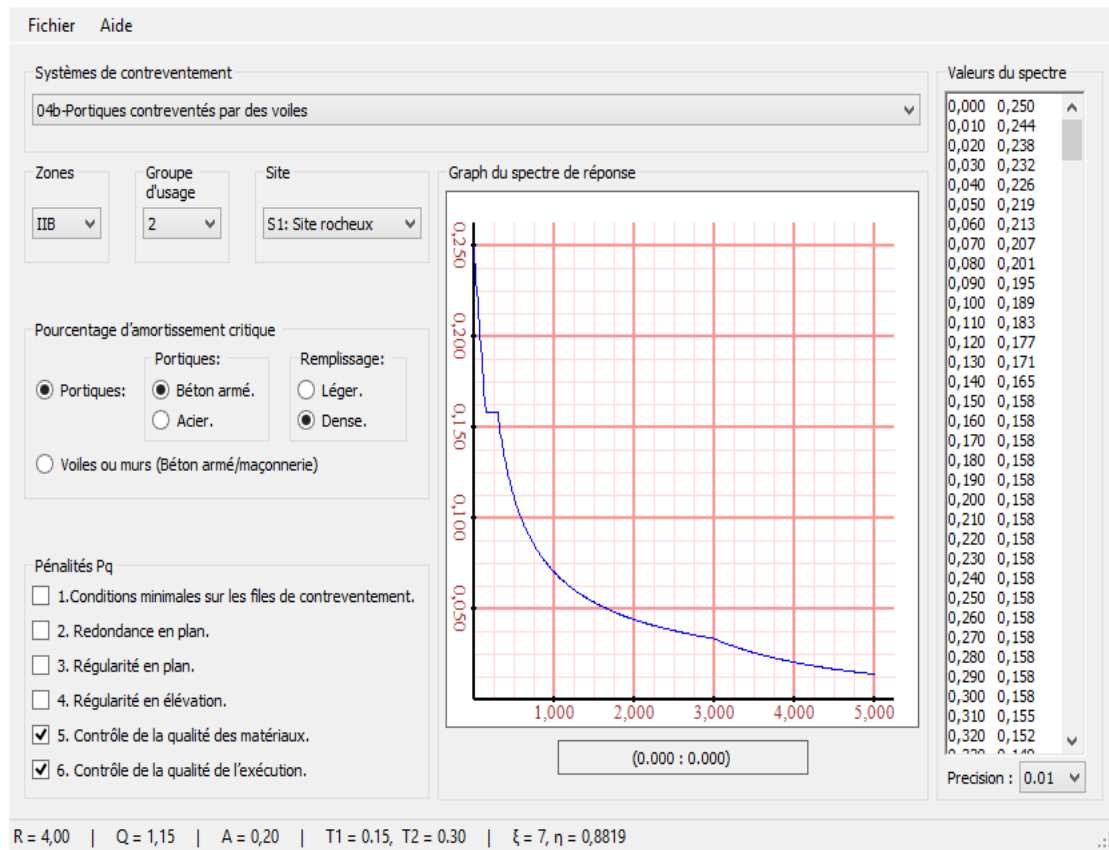


Figure IV.7 diagramme de spectre de réponse pour R=4

V.12.Vérification de l’effort sismique :

Coefficient dynamique (Site : S₁) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
E_x	2208,36	599,70
E_y	599,69	2484,96

$$V_{dx} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 2288,34 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 2556,30 \text{ KN}$$

Coefficient dynamique (Site : S₁) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

$$\begin{cases} D = 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ D = 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

→ Art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (Site : S1) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.30 \text{ sec.}$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau IV.3**).
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \left[\frac{7}{2 + \xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7.$$

Où :

- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau IV.5** du RPA99 Art 4.2.3. Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$.

Alors : → $\eta = 0,8819 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

* $\eta = 0,8819$; $T_x = 0,756s$ donc: $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0,30s \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1,19$

* $\eta = 0,8819$; $T_y = 0,736s$ donc : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0,30s \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,21$

Calcul de la résultante des efforts tranchants à la base « V_b^s » :

Selon RPA

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = \frac{0,20 \times 1,19 \times 1,15}{4} \times 45342,76 = 3102,58 \text{ KN.}$$

$$V_y^s = \frac{0,20 \times 1,21 \times 1,15}{4} \times 45342,76 = 3154,72 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x^s = 2482,06 \text{ KN}$$

$$0,8V_y^s = 2523,78 \text{ KN}$$

Effort tranchants calculé par ETABS:

$$V_{dx} = 2288,34 > 0,8V_x^s = 2482,06 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

$$V_{dy} = 2556,30 > 0,8V_y^s = 2523,78 \text{ KN.} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

D'après RPA 2003 :

Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$\text{Donc : } \frac{0,8V_x^s}{V_{tx}} = \frac{2482,06}{2288,34} = 1.08$$

IV.13. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de **2** poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

IV.13.1. Par la méthode statique équivalent :**a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } F_t = 0,07 \times T \times V \quad ; \text{ Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ \text{➤ } F_t = 0 \quad \quad \quad ; \text{ Si } T < 0,7 \text{ sec} \end{array} \right\}$$

Notre cas :

◆ **Distribution des forces suivant X :**

Sens-X :

$$\bullet T = 0,987 > 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{tx} = 0,7 \times T \times V \text{ KN}$$

$$F_{tx} = 0.07 \times 0,987 \times 2288,34 = 158,10 \text{ KN}$$

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	F_{xi}
Buanderie	1282,68	40,29	51679,1772	886067,333	2130,24	124,245
10 ^{ème} étage	3239,28	37,23	120598,394	886067,333	2130,24	289,937
9 ^{ème} étage	3185,41	34,17	108845,46	886067,333	2130,24	261,681
8 ^{ème} étage	3265,5	31,11	101589,705	886067,333	2130,24	244,237
7 ^{ème} étage	3369,92	28,05	94526,256	886067,333	2130,24	227,255
6 ^{ème} étage	3496,35	24,99	87373,7865	886067,333	2130,24	210,060
5 ^{ème} étage	3499,27	21,93	76738,9911	886067,333	2130,24	184,492
4 ^{ème} étage	3453,95	18,87	65176,0365	886067,333	2130,24	156,693
3 ^{ème} étage	3453,96	15,81	54607,1076	886067,333	2130,24	131,284
2 ^{ème} étage	3453,95	12,75	44037,8625	886067,333	2130,24	105,874
1 ^{ère} étage	3650,14	9,69	35369,8566	886067,333	2130,24	85,034
RDC	4896,12	6,29	30796,5948	886067,333	2130,24	74,040
Sous Sol	5096,23	2,89	14728,1047	886067,333	2130,24	35,409
Totale	45342,76					

Tableau. IV.14.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

◆ **Distribution des forces suivant y :**

Sens-y :

• $T = 0,772 > 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{ty} = 0,7 \times T \times V \text{ KN}$

$F_{ty} = 0.07 \times 0,772 \times 2556,30 = 138,14 \text{KN}$

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$	F_{yi}
Buanderie	1282,68	40,29	51679,1772	886067,333	2418,16	141,037
10 ^{ème} étage	3239,28	37,23	120598,394	886067,333	2418,16	329,124
9 ^{ème} étage	3185,41	34,17	108845,46	886067,333	2418,16	297,049
8 ^{ème} étage	3265,5	31,11	101589,705	886067,333	2418,16	277,248
7 ^{ème} étage	3369,92	28,05	94526,256	886067,333	2418,16	257,971
6 ^{ème} étage	3496,35	24,99	87373,7865	886067,333	2418,16	238,451
5 ^{ème} étage	3499,27	21,93	76738,9911	886067,333	2418,16	209,428
4 ^{ème} étage	3453,95	18,87	65176,0365	886067,333	2418,16	177,871
3 ^{ème} étage	3453,96	15,81	54607,1076	886067,333	2418,16	149,028
2 ^{ème} étage	3453,95	12,75	44037,8625	886067,333	2418,16	120,183
1 ^{ère} étage	3650,14	9,69	35369,8566	886067,333	2418,16	96,528
RDC	4896,12	6,29	30796,5948	886067,333	2418,16	84,047
Sous Sol	5096,23	2,89	14728,1047	886067,333	2418,16	40,194
Totale	45342,76					

Tableau. IV.15.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

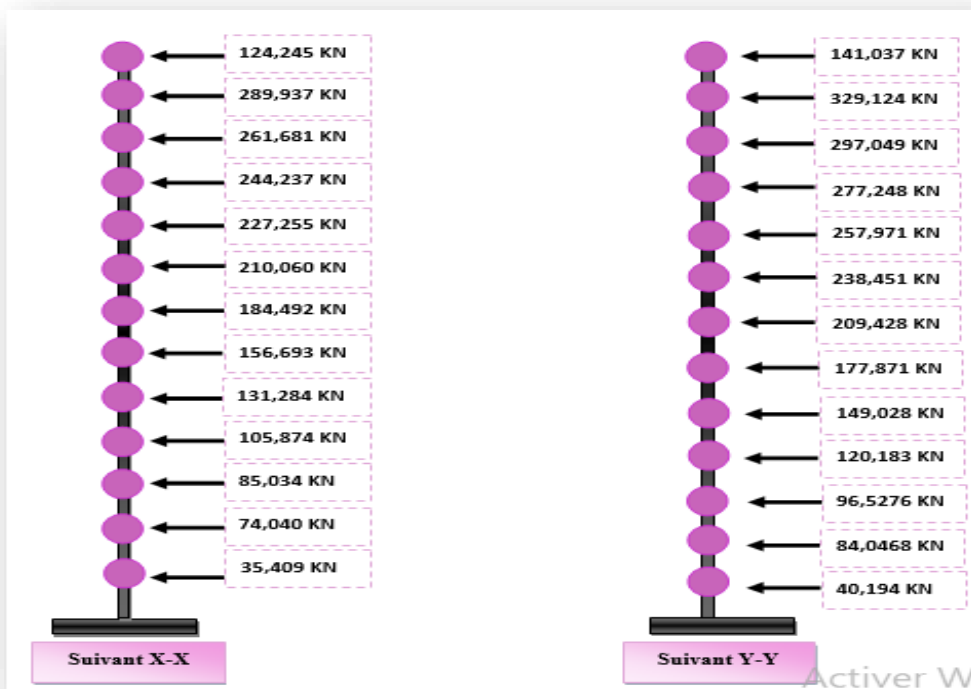


Figure .IV.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

Selon X On a : $F_t = 158,10 \text{ KN}$ donc :

$$V_k = 158,10 + \sum F_i$$

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

Plancher	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	F_{tx}	F_{xi}	V_{xi}
Buanderie	1282,68	40,29	158,10	124,245	282,345
10 ^{ème} étage	3239,28	37,23	158,10	289,937	572,282
9 ^{ème} étage	3185,41	34,17	158,10	261,681	833,963
8 ^{ème} étage	3265,5	31,11	158,10	244,237	1078,2
7 ^{ème} étage	3369,92	28,05	158,10	227,255	1305,46
6 ^{ème} étage	3496,35	24,99	158,10	210,060	1515,52
5 ^{ème} étage	3499,27	21,93	158,10	184,492	1700,01
4 ^{ème} étage	3453,95	18,87	158,10	156,693	1831,29
3 ^{ème} étage	3453,96	15,81	158,10	131,284	1937,17
2 ^{ème} étage	3453,95	12,75	158,10	105,874	2043,04
1 ^{ère} étage	3650,14	9,69	158,10	85,034	2128,07
RDC	4896,12	6,29	158,10	74,040	2202,11
Sous Sol	5096,23	2,89	158,10	35,409	2237,52

Tableau. IV.16. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

◆ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Selon X On a : $F_t = 138,14$ KN donc :

$$V_k = 138,14 + \sum F_i$$

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	F_{ty}	F_{yi}	V_{yi}
Buanderie	1282,68	40,29	138,14	141,037	279,177
10 ^{ème} étage	3239,28	37,23	138,14	329,124	608,301
9 ^{ème} étage	3185,41	34,17	138,14	297,049	905,35
8 ^{ème} étage	3265,5	31,11	138,14	277,248	1182,6
7 ^{ème} étage	3369,92	28,05	138,14	257,971	1440,57
6 ^{ème} étage	3496,35	24,99	138,14	238,451	1679,02
5 ^{ème} étage	3499,27	21,93	138,14	209,428	1888,45
4 ^{ème} étage	3453,95	18,87	138,14	177,871	2066,32
3 ^{ème} étage	3453,96	15,81	138,14	149,028	2215,35
2 ^{ème} étage	3453,95	12,75	138,14	120,183	2335,53
1 ^{ère} étage	3650,14	9,69	138,14	96,528	2432,058
RDC	4896,12	6,29	138,14	84,047	2516,105
Sous Sol	5096,23	2,89	138,14	40,194	2556,299

Tableau. IV.17.La distribution de l'effort tranchant suivant Y.



Figure. IV.9.La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y

IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$* \delta_x^k \leq \delta_{adm}$$

$$* \delta_y^k \leq \delta_{adm}$$

Selon le RPA : $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$. Ou δ_{adm} : le déplacement relatif admissible.

■ Calcul des déplacements :

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

avec :

→ δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

→ R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures

ETABS v 9.0.0 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Plancher	δ_{ex} (cm)	δ_x (cm)	δ_{ey} (cm)	δ_y (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	Δ_{adm} (cm)	OB
Buanderie	2,63	10,52	1,86	7,44	0,92	0,60	3,06	C.V
10 ^{ème} étage	2,4	9,6	1,71	6,84	1,08	0,60	3,06	C.V
9 ^{ème} étage	2,13	8,52	1,56	6,24	1,00	0,60	3,06	C.V
8 ^{ème} étage	1,88	7,52	1,41	5,64	1,00	0,64	3,06	C.V
7 ^{ème} étage	1,63	6,52	1,25	5,00	1,00	0,72	3,06	C.V
6 ^{ème} étage	1,38	5,52	1,07	4,28	1,04	0,72	3,06	C.V
5 ^{ème} étage	1,12	4,48	0,89	3,56	1,00	0,76	3,06	C.V
4 ^{ème} étage	0,87	3,48	0,7	2,8	0,92	0,72	3,06	C.V
3 ^{ème} étage	0,64	2,56	0,52	2,08	0,84	0,72	3,06	C.V
2 ^{ème} étage	0,43	1,72	0,34	1,36	0,72	0,60	3,06	C.V
1 ^{ère} étage	0,25	1	0,19	0,76	0,60	0,48	3,40	C.V
RDC	0,1	0,4	0,07	0,28	0,36	0,24	3,40	C.V
Sous Sol	0,01	0,04	0,01	0,04	0,04	0,04	2,89	C.V

Tableau.IV.18.Vérification des déplacement

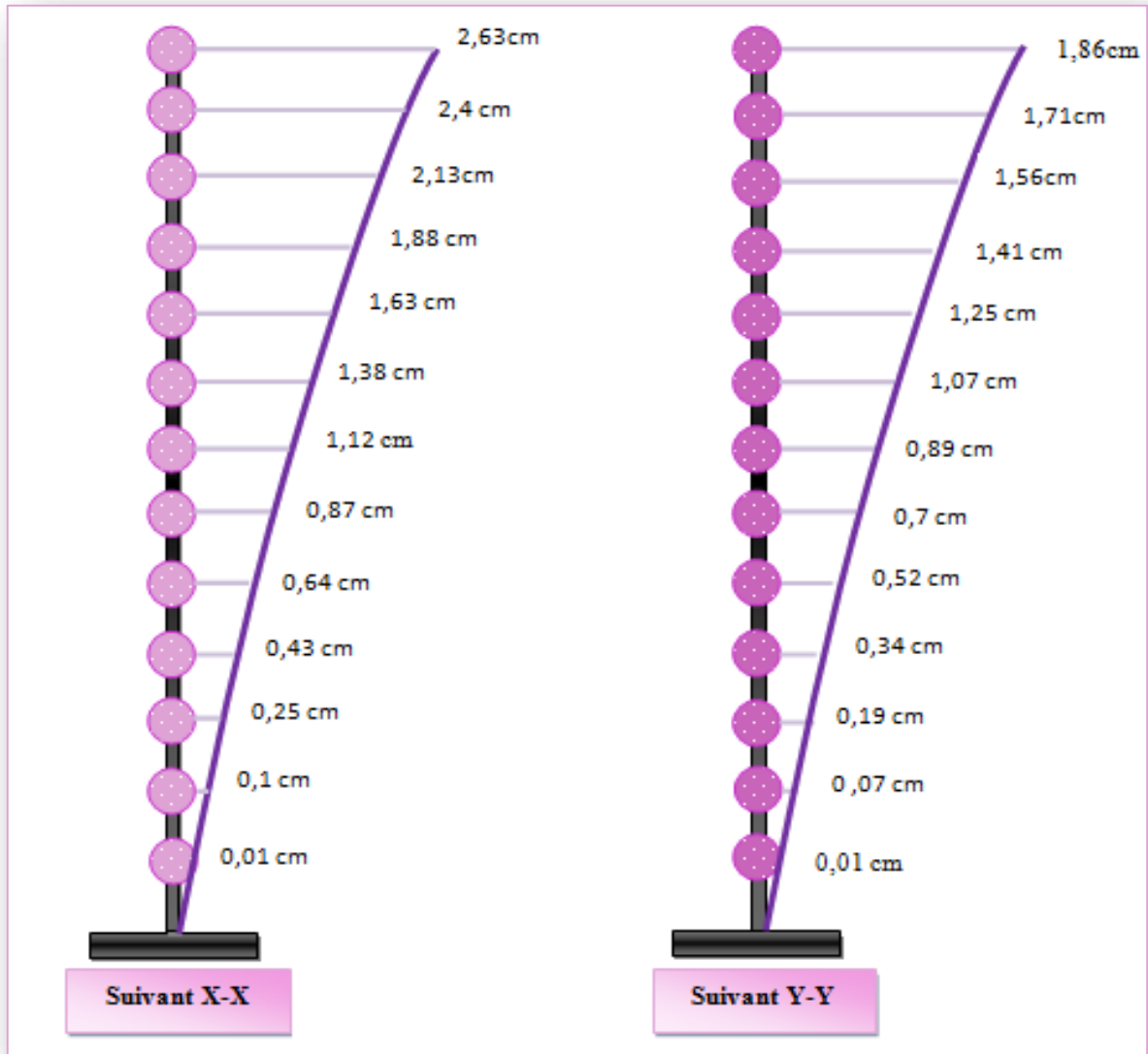


Figure. IV.10. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y

IV.15. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

⇒ Si : $0.1 < \theta_k < 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

⇒ Si : $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

◆ Sens X-X:

Planchers	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_{xi} (cm)	V_{xi} (KN)	h_i (cm)	θ_x
Buanderie	1282,68	1282,68	0,92	282,345	306	0,013659
10 ^{ème} étage	3239,28	4521,96	1,08	572,282	306	0,027888
9 ^{ème} étage	3185,41	7707,37	1,00	833,963	306	0,030202
8 ^{ème} étage	3265,5	10972,87	1,00	1078,2	306	0,033258
7 ^{ème} étage	3369,92	14342,79	1,00	1305,46	306	0,035904
6 ^{ème} étage	3496,35	17839,14	1,04	1515,52	306	0,040006
5 ^{ème} étage	3499,27	21338,41	1,00	1700,01	306	0,041019
4 ^{ème} étage	3453,95	24792,36	0,92	1831,29	306	0,040703
3 ^{ème} étage	3453,96	28246,32	0,84	1937,17	306	0,040027
2 ^{ème} étage	3453,95	31700,27	0,72	2043,04	306	0,036509
1 ^{ère} étage	3650,14	35350,41	0,60	2128,07	340	0,029314
RDC	4896,12	40246,53	0,36	2202,11	340	0,019351
Sous Sol	5096,23	45342,76	0,04	2237,52	289	0,002805

Tableau .IV.19. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X

◆ Sens Y-Y :

Planchers	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_{yi} (cm)	V_{yi} (KN)	h_i (cm)	θ_y
Buanderie	1282,68	1282,68	0,60	279,177	306	0,00900883
10 ^{ème} étage	3239,28	4521,96	0,60	608,301	306	0,01457599
9 ^{ème} étage	3185,41	7707,37	0,60	905,35	306	0,01669243
8 ^{ème} étage	3265,5	10972,87	0,64	1182,6	306	0,01940622
7 ^{ème} étage	3369,92	14342,79	0,72	1440,57	306	0,02342666
6 ^{ème} étage	3496,35	17839,14	0,72	1679,02	306	0,02499937
5 ^{ème} étage	3499,27	21338,41	0,76	1888,45	306	0,02806395
4 ^{ème} étage	3453,95	24792,36	0,72	2066,32	306	0,02823133
3 ^{ème} étage	3453,96	28246,32	0,72	2215,35	306	0,03000065
2 ^{ème} étage	3453,95	31700,27	0,60	2335,53	306	0,02661383
1 ^{ère} étage	3650,14	35350,41	0,48	2432,058	340	0,02052026
RDC	4896,12	40246,53	0,24	2516,105	340	0,01129099
Sous Sol	5096,23	45342,76	0,04	2556,299	289	0,00245504

Tableau. IV.20. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y**Remarque :**

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10. Donc l'effet P - Δ est négligé.

IV.16. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	L (m)	Ms (KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	45342,76	18,15	411485,55	55784,16	7,377 > 1,5	C.V
Suivant y		20,90	473831,84	63323,81	7,483 > 1,5	C.V

Tableau. IV.21. Vérification de la stabilité au renversement

Finalelement :

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV.17. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait l'étude dynamique vis-à-vis d'un séisme selon le spectre de réponse (spectre de dimensionnement du RPA) en utilisant la méthode d'analyse modale spectrale par le biais du logiciel de calcul ETABS.

Les renseignements tirés de cette étude comme la période fondamentale de la structure, les valeurs et les modes propres ainsi que l'effort tranchant à la base liée à la force sismique / Les vérifications recommandés par le RPA étant satisfaites.

En se basant sur cette étude on peut donc faire le calcul des éléments de contreventement.

Chapitre V :

Chapitre V :

Férraillge des éléments porteurs

V.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS9.0.0**

La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- a. Compression simple.
- b. Traction simple.
- c. Flexion simple.
- d. Flexion composée.

- ❖ Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ❖ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2. Ferrailage des portiques :

V.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

❖ Situation durable :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ;$$

❖ Situation accidentelle :

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1 \quad ; \quad \gamma_b = 1.15 \quad ;$$

✚ Combinaisons des charges :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q.....\text{Selon BAEL93}$$

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

G+QSelon **BAEL93**

❖ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

G+Q ± E Selon **RPA2003**

0.8G ± E Selon **RPA2003**

◆ **Calcul de ferrailage :**

V.2.1.1.Ferrailage des poutres Principales :

- ❖ Ferrailage en travée : **ELU (1.35G + 1.5 Q)**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS :**

- ◆ $M_{max} \text{ en Travée} = 138,3 \text{ KN.m}$
- ◆ $M_{max} \text{ sur Appuis} :$
 - nappe sup* → $M_{sup}^a = 104,2 \text{ KN.m}$
 - Nappe inf* → $M_{inf}^a = 86,4 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ,$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ,$$

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

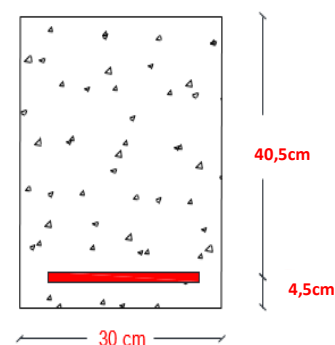


Figure V.1 schéma de la poutre. P

Position	M_{\max} (KN. m)	d (cm)	μ	α	Z	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²) BAEL	A_{sadop} (cm ²)
Travée	138,3	40,5	0,198	0,279	35,98	11,04	1,47	6T16 =12,06
Ap sup	104,2	40,5	0,149	0,203	37,20	8,05	1,47	3T16 + 3T12 = 9,42
Ap inf	86,4	40,5	0,124	0,166	37,81	6,56	1,47	3T16 + 3T12 = 9,42

Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres principales

❖ La vérification du ferrailage :

➤ Section minimale (RPA) :(art : 7.5.2.1RPA 99/v2003)

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$$

$$\color{red}{\oplus} A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}.$$

➤ Section maximale (RPA) :(art : 7.5.2.1RPA 99/v2003)

$$\color{red}{\oplus} A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times 30 \times 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$\color{red}{\oplus} A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

La section d'armature sur appuis :

$$\color{red}{\oplus} A_s = \mathbf{3T16 + 3T12 = 9,42 \text{ cm}^2}$$

$$\color{red}{\oplus} A_s = \mathbf{3T20 = 9,42 \text{ cm}^2}$$

Donc : $9,42 + 9,42 = 18,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 18,84 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ (CV)

La Condition de non fragilité :

$$\color{red}{\oplus} A_{\min} = 0,23 \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1,47 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots$$
 (CV)

V.1.2. La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

$$\color{red}{\oplus} \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 141,19 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 1,16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

❖ **Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 20 \right] = 12,86 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T10 (HA. Fe. E400)}.$$

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) = 36,45\text{cm}$

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,58 \times 300 \times 364,5}{400} \rightarrow A_t = 1,59 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) = 36,45 \text{ cm}$.

- $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 67\text{cm}$.

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 36,45 \text{ cm} \rightarrow$ on prend : $S_t = 30 \text{ cm}$.

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 11,25 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **en zone nodale**

- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$

- $A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après le **RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

❖ **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inférieure : **$A_t = 9,42\text{cm}^2$** .

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\bullet \frac{b \times y^2}{2} + n \times A_s \times y - n \times d \times A_s = 0 \rightarrow 15 \times y^2 + 141,3 \times y - 5722,65 = 0$$

La solution de l'équation nous donne : **$y = 15,38\text{cm}$** .

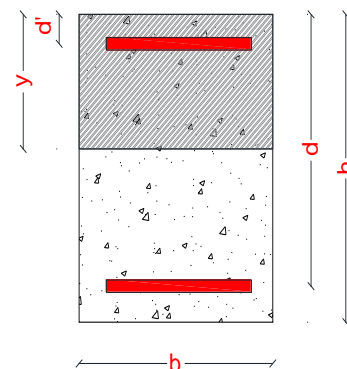
$$\bullet I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = 125542,86 \text{ cm}^4.$$

Soit la poutre la plus sollicitée B7: **$M_{ser} = 65,4 \text{ KN.m}$**

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 9,3 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_{st} = 438,32 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 196,29 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$



➤ **La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_p = 26,76 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \times Q = 6,86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- $l = 5 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{33,65 \times 5^2}{8} = 105,16 \text{KN.m}$$

En travée : $A_s = 6T16 = 12,06 \text{cm}^2$.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,09 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,090 \geq 0,068 \dots \dots \dots \text{(CV)}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0088 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

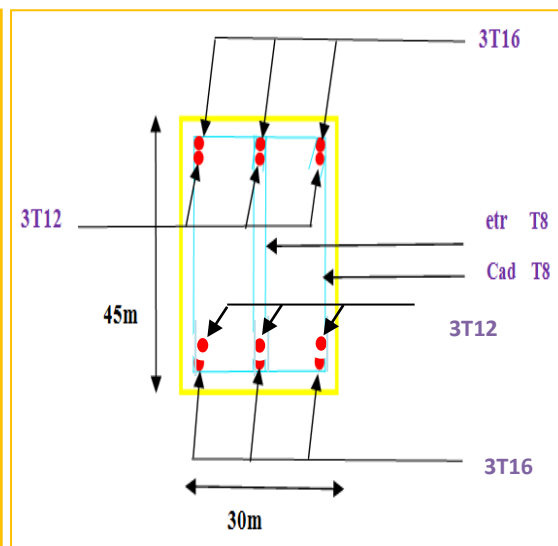
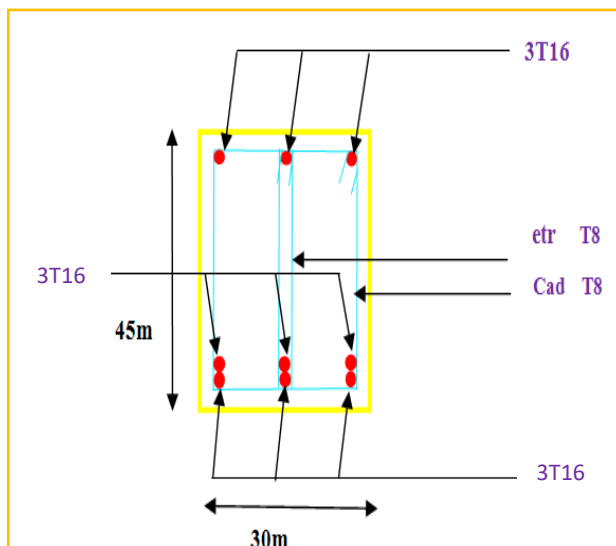
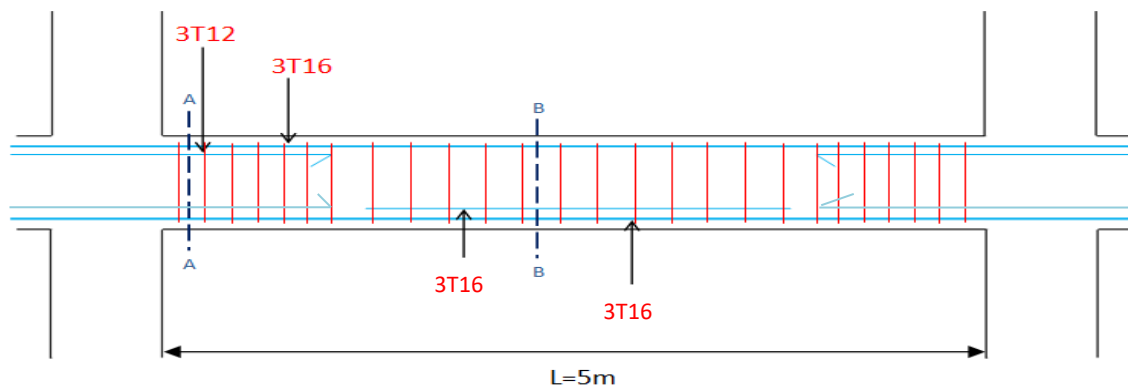
Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,25 m.

Schéma de ferrailage



Ferrailage en travée (coupe B.B)

Ferrailage sur appui (coupe A.A)

Figure VI.3 Ferrailage des poutres principale 30×45.

V.2.1.2. Ferrailage des poutres secondaire :

- ❖ Ferrailage en travée : $ELU (1.35G + 1.5 Q)$
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : $G+Q \pm E$
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : $0,8G \pm E$

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats de l'ETABS 9.0.0 :

◆ $M_{max} \text{ en Travée} = 75,7 \text{ KN.m}$

◆ $M_{max} \text{ sur Appuis : Nappe sup} \rightarrow M_{sup}^a = 54,18 \text{ KN.m}$

$\text{Nappe inf} \rightarrow M_{inf}^a = 34,7 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

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

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

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

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

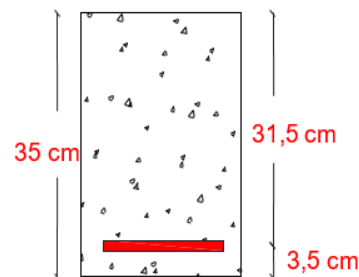


Figure V.4 schéma de la poutre .S

Position	$M_{max} \text{ (KN.m)}$	$d \text{ (cm)}$	μ	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{sadop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	75,7	31,5	0,179	0,248	28,38	7,66	1,14	3T16+3T12= 9,42
Ap sup	54,18	31,5	0,128	0,172	29,33	5,31	1,14	3T16+2T12 =8,29
Ap inf	34,7	31,5	0,082	0,107	30,14	3,31	1,14	3T16+2T12 =8,29

Tableau V-3 Calcul du ferrailage des poutres secondaire

❖ La vérification du ferrailage :

➤ Section minimale: (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$.

➤ Section maximale (RPA) : (art :7.5.2.1RPA 99/v2003)

$A_{max} = 4\% \times b \times d = 4\% \times 30 \times 31,5 = 37,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$

$A_{max} = 6\% \times b \times d = 6\% \times 30 \times 31,5 = 56,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$

On a :

La section d'armature sur appuis :

$A_s = 3T16 + 2T12 = 8,29 \text{ cm}^2$

$A_s = 3T16 + 2T12 = 8,29 \text{ cm}^2$

Donc : $8,29 + 8,29 = 16,58 \text{ cm}^2 \rightarrow 16,58 \text{ cm}^2 < 37,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots (CV)$$

❖ **La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 84,6 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,895 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$$

❖ **Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right] = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400).}$$

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 35 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4475 \times 300 \times 283,5}{400} \rightarrow A_t = 0,95 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 35 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400 \times 10^2}{0,4 \times 300} = 67 \text{ cm.}$$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 28,35 \text{ cm.} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm.}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 8,75 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40 \emptyset** poutre longitudinale : **40 \emptyset = 65cm** Avec : $\emptyset = 16 \text{ mm}$.

❖ **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inférieure : $A_t = 8,29 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\bullet \frac{b \times y^2}{2} + n \times A_s \times y - n \times d \times A_s = 0 \rightarrow 15 \times y^2 + 124,35 \times y - 3917,03 = 0$$

La solution de l'équation nous donne : $y = 7,69 \text{ cm}$

$$\bullet I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = 85654,553 \text{ cm}^4.$$

Soit la poutre la plus sollicitée B30 : $M_{ser} = 29,9 \text{ KN.m}$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = 4,84 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots (CV)$
- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser}) = 124,67 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201,63 \text{ Mpa} \dots (CV)$

➤ **La vérification de la flèche :**

$$\bullet M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec : $G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times G_p = 29,15 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$$Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) Q_p = 7,725 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$l = 4,1 \text{ m}.$$

$$M_0 = \frac{36,875 \times 4,1^2}{8} = 77,48 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T16+3T12=9,42m^2$.

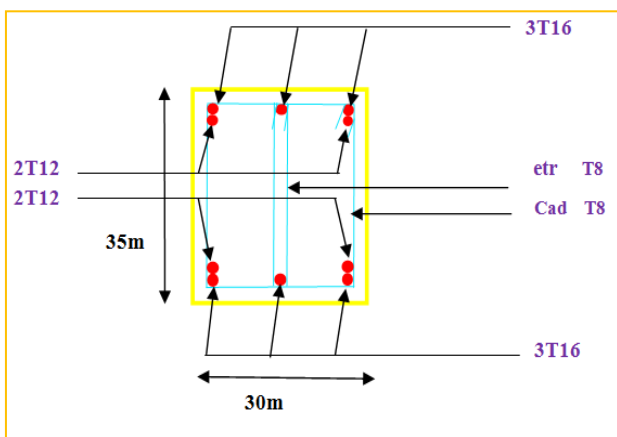
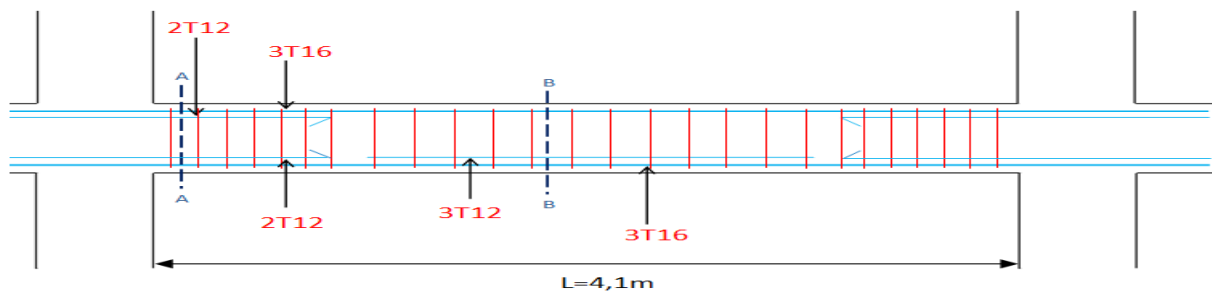
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0854 \geq 0,062 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,0854 \geq 0,0386 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0,0099 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

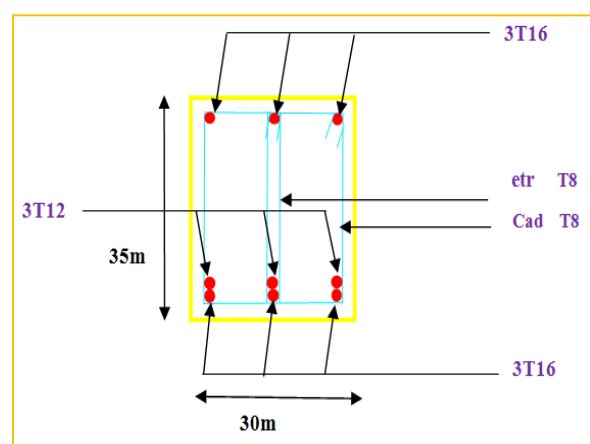
N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit : 0,82m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit : 1,025m.

Schéma de ferrailage :



Ferrailage sur appui (coupe A.A)



Ferrailage en travée (coupe B.B)

Figure VI.5 Ferrailage des poutres secondaires 30×35.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

▪ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : **1,35 G +1,5 Q**

▪ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 53)

❖ **G +Q ± E**

❖ **0.8G ± E**

Avec

G : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

1. N_{max} —————> **M correspondant. (1,35G+1,5Q).**

2. M_{max} —————> **N correspondant. (G+Q ± E).**

3. N_{min} —————> **M correspondant. (0,8G ± E).**

V.2.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :

- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow$ En zone recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0,8 \% b \times h$ (**zone Iib**)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.

❖ **Les Efforts internes :**

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ETABS** ».

➤ **Combinaison de calcul**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison ($G + Q \pm E$) suivants :

- ✚ Effort Normal.
- ✚ Effort Tranchant.
- ✚ Moment Fléchissant.

V.2.2.3. Calcul de ferrailage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Poteau	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
Combinaison	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
M_{max} (KN. m)	96,707	118,554	105,553	60,034
N_{cor} (KN)	837,04	490,59	664,94	138,39
Combinaison	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E
M_{cor}(KN. m)	20,127	11,59	44,249	15,368
N_{max}(KN)	1711,93	1067,16	622,64	268,08
Combinaison	ELU	ELU	ELU	ELU
M_{cor}(KN. m)	2,094	10,173	16,128	19,688
N_{max}(KN)	3009,29	2076,37	1407,8	587,67

Tableau .V.4. Les sollicitations dues aux poteaux.

-Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable.

- $A_{s \min \text{RPA}} = 0,8 \times b \times a \dots \dots \dots \text{RPA (Art 7.4.2.1 P61)}$
- $A_{s \min \text{BAEL}} = \min \left[4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U ; 0,2 \times \frac{B}{100} \right] \dots \dots \dots \text{BAEL91 P94}$

Avec : **U**: Périmètre du poteau.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	AS cal	ASmin(BAEL)	AS min(RPA)	AS adopt (cm ²)
50 × 50	96,707	3009,29	8,20	5	20	4T20+8T12 = 21.62
45 × 45	118,554	2076,37	6,075	4,05	16,2	4T16+8T12 = 17.09
40 × 40	105,553	1407,8	4,80	3,2	12,8	12T12 = 13.57
35 × 35	60,034	587,67	8,96	2,45	9.8	4T14+4T12 =10.68

Tableau. V.5. Calcul du ferrailage des poteaux.

V.2.2.4. Vérification de ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales :

❖ Suivant le RPA :

✚ La section minimale :

La section minimale est de $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

✚ La section maximale :

- $A_{s\ max} = 4\% b \times a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{s\ max} = 6\% b \times a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

❖ Suivant les règles BAEL91 :

✚ La section minimale : $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$

✚ La section maximale : $A_{max} = 5\% \times b \times h$

Section	A_{smin}	A_{smin}	A_{max}	A_{max}	A_{max}	A_{sadopt} (cm ²)	O.B
	BAEL91	R.P. A	BAEL91 $5\%b \times h$	R. P. A $4\%b \times h$	R. P. A $6\%b \times h$		
50 × 50	5	20	12,5	10	15	21,62	CV
45 × 45	4,05	16,2	10,13	8,1	12,15	17,09	CV
40 × 40	3,2	12,8	8	6,4	9,6	13,57	CV
35 × 35	2,45	9,8	6,13	4,9	7,35	10,68	CV

Tableau .V.6. Vérification de ferrailage des poteaux

V.2.2.5. Vérification à l'E.L. U :**a- Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :****➤ D'après le BAEL :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

b × h	T_{max} (KN)	τ_u MPa	τ̄_u (MPa)	τ_u ≤ τ̄_u
50 × 50	19,2	0,085	3.33	CV
45 × 45	37,15	0,204	3.33	CV
40 × 40	37,74	0,262	3.33	CV
35 × 35	36,45	0,331	3.33	CV

Tableau. V.7. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.**➤ Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0,075 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5,00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0,04 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5,00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad ; \quad L_f = 0,70 \times l_0$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b × h	L_f	λ_g	ρ_d	τ_u	τ̄_u (RPA)	O.B
50 × 50	2,38	4,76	0,04	0,085	1	C.V
45 × 45	2.145	4,767	0,04	0,204	1	C.V
40 × 40	2.145	5,363	0,075	0,262	1.875	C.V
35 × 35	2.145	6,129	0,075	0,331	1.875	C.V

Tableau .V.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.

b - Calcul des armatures transversales :❖ **Choix de diamètre :**

On a : $\varnothing_t \geq \frac{1}{3}\varnothing_l \rightarrow \text{donc : } \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,66\text{mm} \rightarrow \varnothing_t = 8\text{mm}$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15\varnothing_{l\text{min}} ; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,2] ; 40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \text{min} (10\varnothing_{l\text{min}}, 15\text{cm}); \text{ en zone II} \rightarrow \text{R.P.A}[7.4.2.2, p63]$$

$$S_t \leq \text{min} ([10 \times 1.2], 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\varnothing_{l\text{min}} \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18 \text{ cm}$$

donc : $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_l \cdot f_e}$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$ **R.P.A[7.4.2.2 ; p63]**

$$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots Si \cdot \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots Si : \lambda_g < 5$$

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 15cm \rightarrow zone II \rightarrow soit S_t = 10cm.$

- Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\phi_l) \rightarrow Soit S_t = 15cm.$

La quantité d'armatures transversales minimale $A'_t/S_t \times b$ en % est donnée comme suit:

$$\Rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0.3\%.$$

$$\Rightarrow Si \lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0.8\%.$$

$$\Rightarrow Si 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots interpoler entre les valeurs limite précédentes.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

b × h	T_{max}	h_t	λ_g	ρ_a	A_t	$A_t adopt$
50 × 50	19,2	0,50	4,76	3,75	0,54	2T8=1,01
45 × 45	37,15	0,45	4,767	3,75	1,16	3T8 = 2,01
40 × 40	37,74	0,40	5,363	2,5	0,88	2T8=1,01
35 × 35	36,45	0,35	6,129	2,5	0,97	2T8=1,01

Tableau .V.9. Calcul les armatures transversales des poteaux

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon R.P.A[art . 74. 2. 1 ; p62],

La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone II

Poteaux	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
ϕ_{max} (mm)	20	16	12	14
40 ϕ (m)	0,8	0,64	0,48	0,56

Tableau .V.10. Longueur de recouvrement poteaux.

V.2.2.6.Vérification à l'état limite de service :

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

❖ **Contrainte admissible de béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

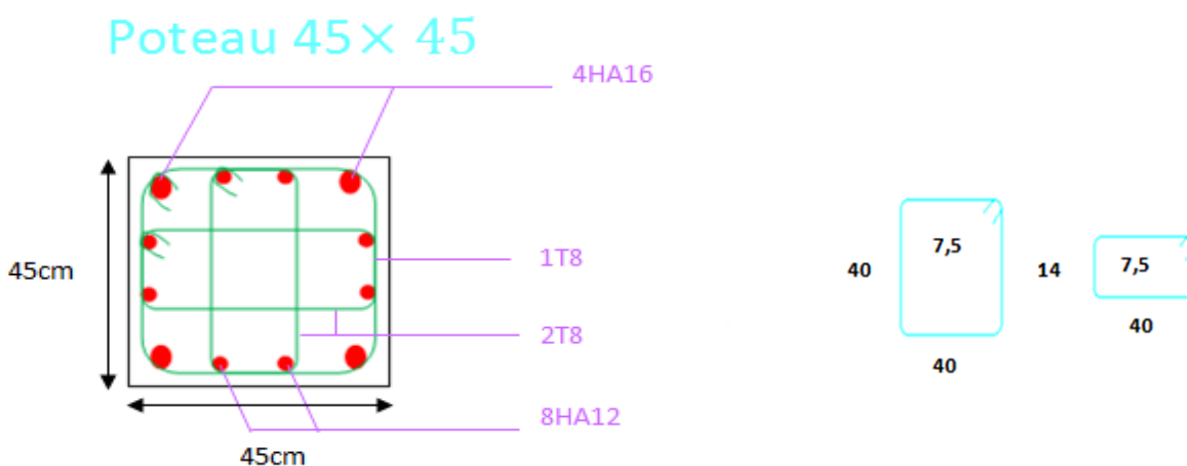
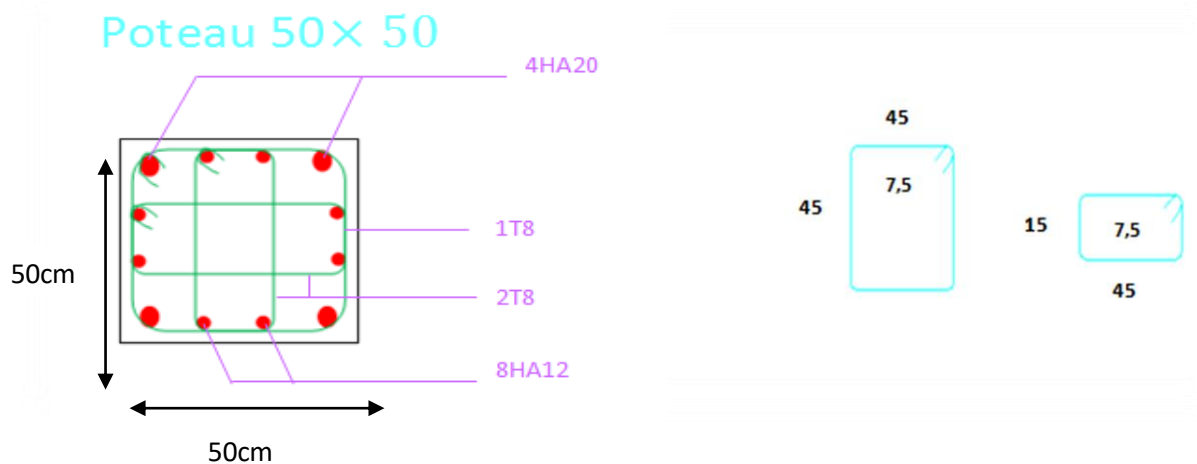
❖ **Contrainte admissible d'acier**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$b \times h$	N_{SER}	M_{SER}	A_s (cm^2)	σ_{bc}	σ_{bc} <15	σ_{St}	$\sigma_{st} < 201.63$
50 × 50	2158,95	1,506	21,62	7,84	CV	115,80	CV
45 × 45	1489,64	7,289	17,09	7,11	CV	88,86	CV
35 × 40	1010,58	11,55	13,57	6,45	CV	67,34	CV
35 × 35	423,04	14,103	10,68	4,93	CV	22,25	CV

Tableau. V.11. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux

V.2.2.7. Schémas de Ferrailage des poteaux :



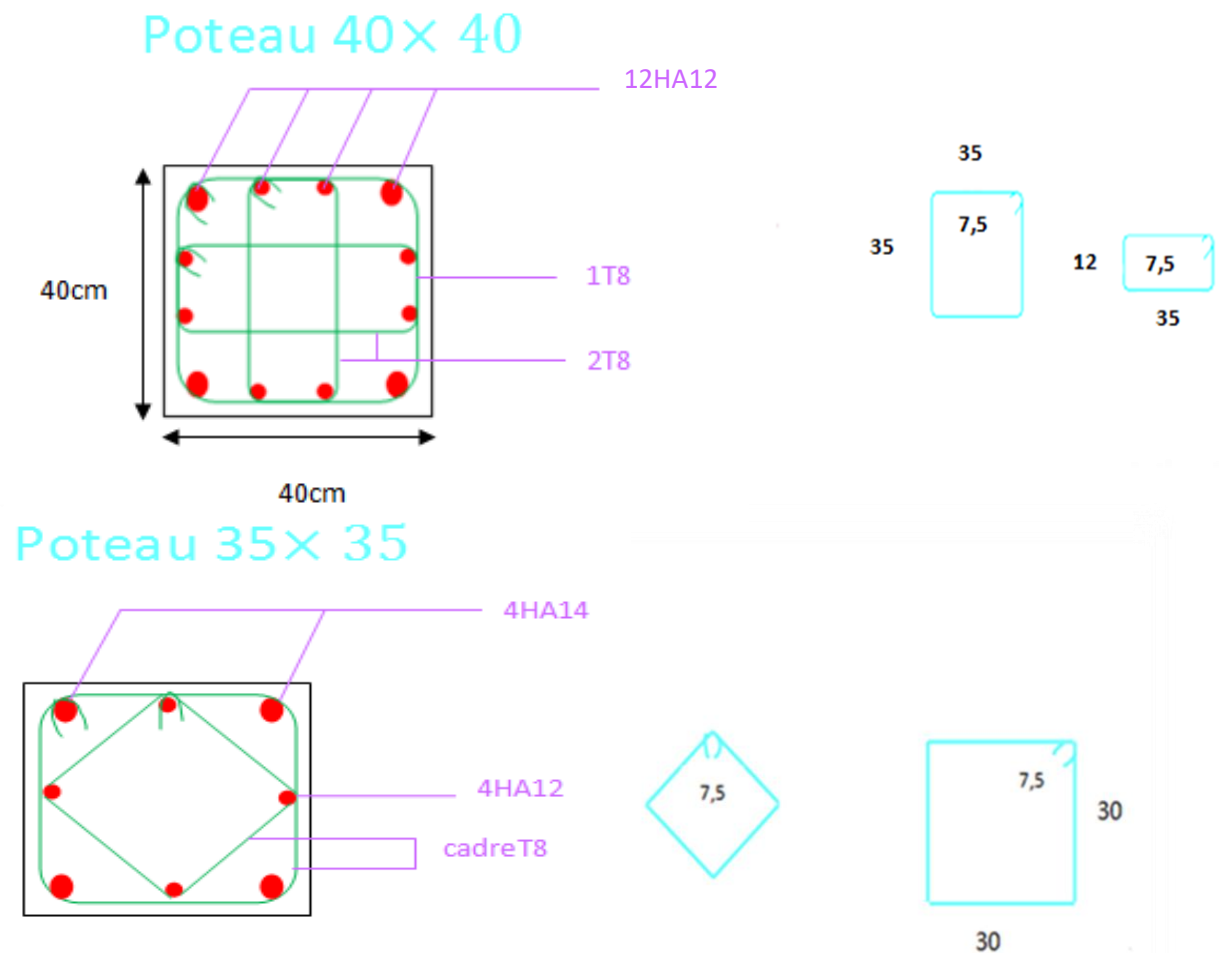


Figure .V.6.Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Les voiles :

V.3.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues 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 dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

a- Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

1-Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si 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 à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

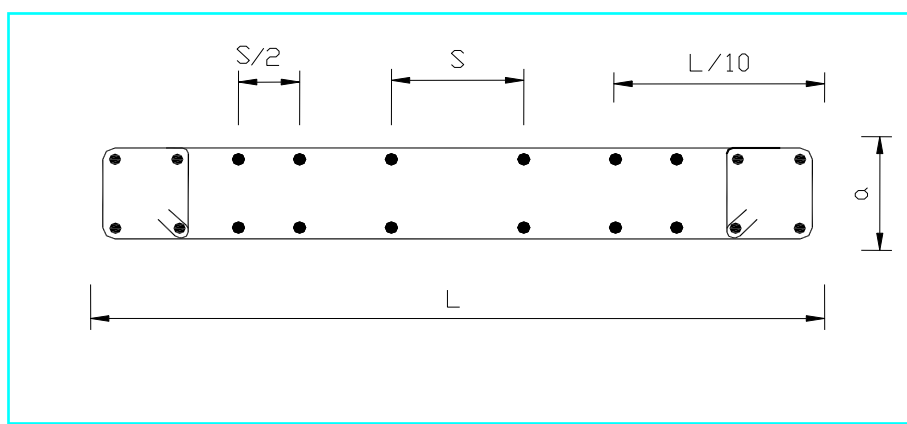


Figure .V.7. Section transversale du voile

2- Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

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 ancrage droit.

3- Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$-S \leq (1,5 \times e ; 30cm)$$

Avec e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm} \text{ Lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm} \text{ Lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $\Rightarrow 40\Phi$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $\Rightarrow 20\Phi$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.3.2 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.3.3 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

✓ Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

V.3.3.1 Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

- Si : $M > 0$ $\sigma_A > 0$ Et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' L_t ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$.

- Si : $M < 0$ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

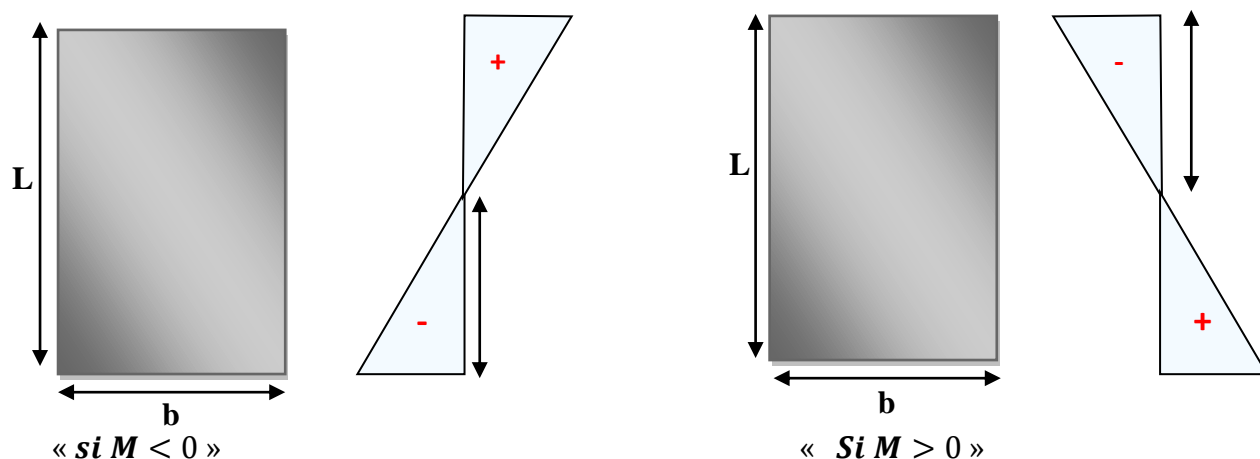


Figure .V.8. Section partiellement comprimée

V. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

V.3.3.3. Section entièrement tendue. SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B)

- La longueur tendue est égal à « L » $L = L_t$.
- L'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

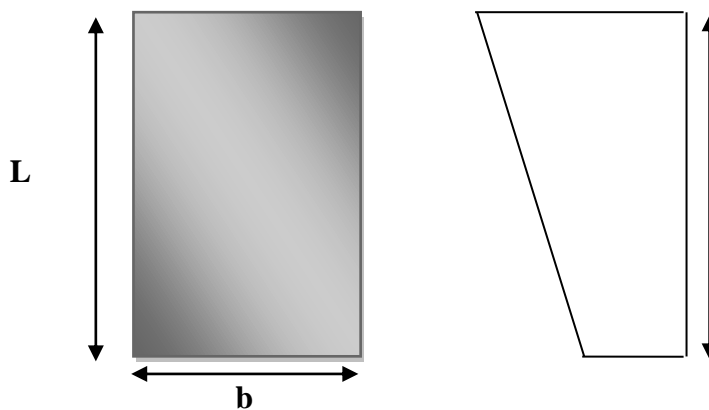


Figure .V.9. Section entièrement tendue

V.3.4.Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

$$1- G + Q \pm E$$

$$2- 0.8G \pm E$$

V.3.4.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$$A_{min} = 0.15\% b \times L \dots\dots\dots \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_{min} = 0.10\% b \times L \dots\dots\dots \text{Dans la zone courante.}$$

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

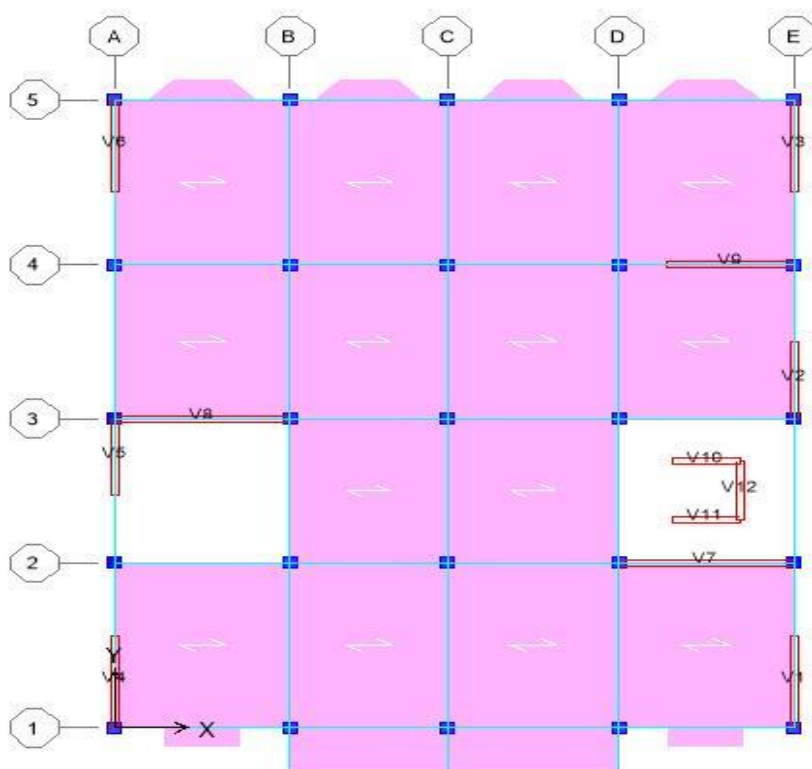


Figure .V.10. Vue en plan des voiles existants.

- **Exemple de calcul :**

- **Sens X-X :**

- **Voile : V7**

Les données utilisées sont les suivantes :

- ✚ Dimension :

$$\Rightarrow L = 4,05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b = 0.20 \text{ m.}$$

✚ Caractéristique géométrique :

$$I = \frac{0.20 \times 4.05^3}{12} = 1,1072 \text{ m}^4.$$

$$s = 0,81 \text{ m}^2$$

$$Y = 2,03 \text{ m}$$

✚ Les sollicitations sont :

$$\Rightarrow M = 4701,041 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow N = 2677,25 \text{ KN}$$

✚ Les contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_A = 11903,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_B = -5292,91 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0 \rightarrow$ section est : **SPC**

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1,25 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 659,79 \text{ KN.}$$

$$A_s \text{ cal} = T \times \gamma S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 18,97 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) : $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b: Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$\bullet A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0,0015 \times 0,20 \times 4,05 = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{adopté} = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 18,97 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

✓ **En zone courante :**

$$\bullet s_t \leq \min(1,5e.30) = 30 \text{ cm} \text{ On adopte : } s_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$$

◆ Sens X-X :

Voile	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁
La nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	4,05	4,05	2,8	1,75	1,75
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m ⁴)	1,1072	1,1072	0,3659	0,0893	0,0893
S(m ²)	0,81	0,81	0,56	0,35	0,35
Y(m)	2,03	2,03	1,40	0,88	0,88
M(KN.m)	4701,041	4473,62	2261,136	416,073	416,049
N(KN)	2677,25	3235,05	1908,23	542,57	520,63
σ _b (KN/m ²)	-5292,91	-4188,32	-5244,75	-2525,62	-2588,07
σ _a (KN/m ²)	11903,40	12176,09	12059,86	5626,02	5563,10
Lt(m)	1,247	1,037	0,849	0,542	0,556
T(KN)	659,79	434,14	445,09	136,94	143,80
AS _{cal} (cm ²)	18,97	12,48	12,80	3,94	4,13
AS _{rpa} (cm ²)	4,99	4,15	3,39	2,17	2,22
A _{min} (cm ²)	12,15	12,15	8,4	5,25	5,25
AV _{max} (cm ²)	18,97	12,48	12,80	5,25	5,25
Barre tendue	18HA12 =20,36	16HA10 =12,57	12HA12 = 13,57	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28
Barre courant	8HA10=7,07	10HA10=7,85	6HA10=4,71	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28
St _{courant} (cm)	20	20	20	20	20
St _{about} (cm)	10	10	10	10	10

Tableau .V.12. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens x-x.

◆ Sens Y-Y :

Voile	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₁₂
S.N	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	2,5	2,00	2,5	2,5	2,00	2,5	1,90
b(m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
I(m⁴)	0,2604	0,1333	0,2604	0,2604	0,1333	0,2604	0,1143
S(m²)	0,5	0,4	0,5	0,5	0,4	0,5	0,38
Y(m)	1,25	1,00	1,25	1,25	1,00	1,25	0,95
M(KN.m)	1752,3	1357,77	1797,61	1623,45	1290,67	1514,6	375,83
N(KN)	1789,89	2393,54	1127,29	1938,03	2634,66	1653,12	383,21
σ_b (KN/m²)	-4831,26	-4199,43	-6373,95	-3916,50	-3093,38	-3963,84	-2114,79
σ_a (KN/m²)	11990,8 2	16167,13	10883,11	11668,62	16266,68	10576,32	4131,69
L_t(m)	0,718	0,412	0,923	0,628	0,320	0,682	0,643
T(KN)	346,88	173,18	588,56	246,05	98,85	270,15	136,04
AS_{cal} (cm²)	9,97	4,98	16,92	7,07	2,84	7,77	3,91
AS_{rpa} (cm²)	2,87	1,65	3,69	2,51	1,28	2,73	2,57
A_{min}(cm²)	7,5	6	7,5	7,5	6	7,5	5,7
AV_{max}(cm²)	9,97	6,00	16,92	7,50	6,00	7,77	5,70
Barre courant	12HA10 =9,42	12HA10= 9,42	8HA10=6 ,28	14HA10= 11	14HA10= 11	10HA10= 7,85	8HA10=6 ,28
Barre Tendue	6HA12 + 6HA10 =11,5	10HA10= 7,85	6HA16 + 8HA10=1 8,34	10HA10 =7,85	8HA10=6 ,28	12HA10 =9,42	10HA10= 7,85
St_{courant} (cm)	20	20	20	20	20	20	20
St_{about} (cm)	10	10	10	10	10	10	10

Tableau .V.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens y-y.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{(b \times 0,90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = 0,2f_{c28}$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

◆ Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V7 et V8	862,53	0,2	4,05	1,65	5	CV
V9	703,91	0,2	2,80	1,95	5	CV
V10 et V11	182,91	0,2	1,75	0,81	5	CV

Tableau .V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

◆ Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1,V3,V4 et V6	457,08	0,2	2,5	1,42	5	CV
V2 et V5	533,44	0,2	2,00	1,48	5	CV
V12	136,74	0,2	1,90	0,55	5	CV

Tableau .V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

V.3.4.2. Calcul de ferrailage horizontal :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

- * $K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- * $K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.
- * $K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

$$\text{Pour : } \tau \leq 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0,0015 \times b \times L.$$

$$\text{Pour : } \tau > 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0,0025 \times b \times L.$$

• Exemple d'application :

Suivant sens xx :

Voile V₇ et V₈

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$.

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) \rightarrow (\text{Art7.7.4.3 RPA99}).$$

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

$$V = 862,53KN$$

$$\tau = 1,65MPa \leq 5MPa.$$

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0,9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1,65 \times 20) \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 1,83$$

$$A_t \geq 1,83 \text{ cm}^2.$$

❖ **Ferrailage minimal de RPA :**

$$\tau = 1,47 > 0,025 \times f_{c28} = 0,625MPa \rightarrow A_t = 0,0025 \times b \times L$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 405 = 20,25 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max(A_{RPA}; A_{bael}) = \max(1,83 ; 20,25) = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ml/face}) = \frac{20,25}{2 \times 4,05} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}}(\text{ml/face}) = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

◆ **Sens X-X :**

Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_t ($\text{cm}^2/\text{ml/face}$)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
V7, V8	1,47	0,20	0,2	4,55	1,63	22,75	2,5	5T8=2.51
V9	1,65	0,20	0,2	3,30	1,83	16,5	2,5	5T8=2.51
V10, V11	0,81	0,20	0,2	1,75	0,9	8,75	2,5	5T8=2.51

Tableau .V.16. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

◆ **Sens Y-Y :**

Voiles	τ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_t ($\text{cm}^2/\text{ml/face}$)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
V1, V3, V4 et V6	1,42	0,20	0,2	2,5	1,57	12,5	2,5	5T8=2,51
V2 et V5	1,48	0,20	0,2	2,0	1,64	10	2,5	5T8=2,51
V12	0,55	0,20	0,2	1,90	0,61	5,70	1,42	3T8=1,51

Tableau .V.17. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.

Schémas de ferrailage :

◆ Sens X-X

Voile V7 :

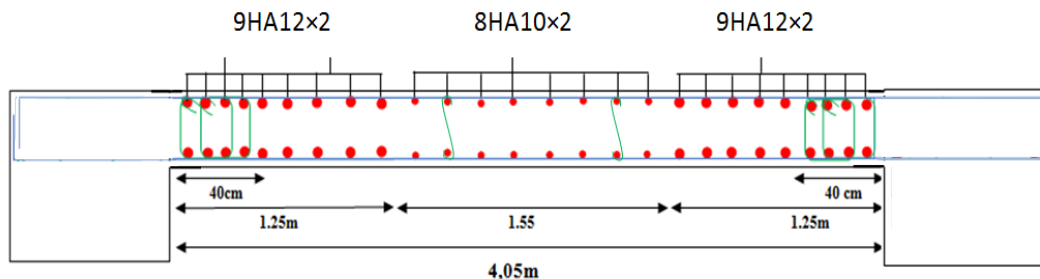


Figure .V.11. Ferrailage du voile V7

Voile V8 :

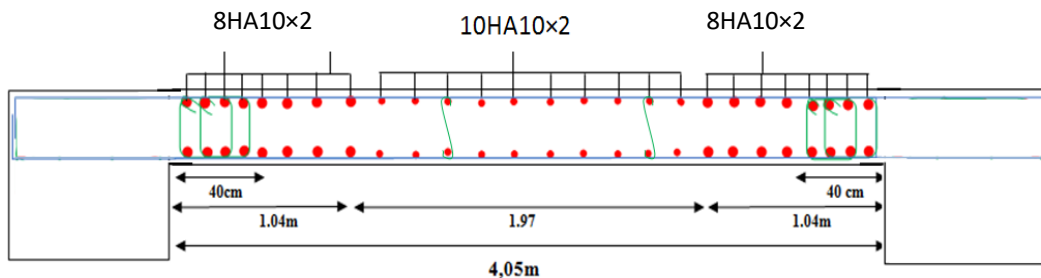


Figure .V.12. Ferrailage du voile V8

Voile V9 :

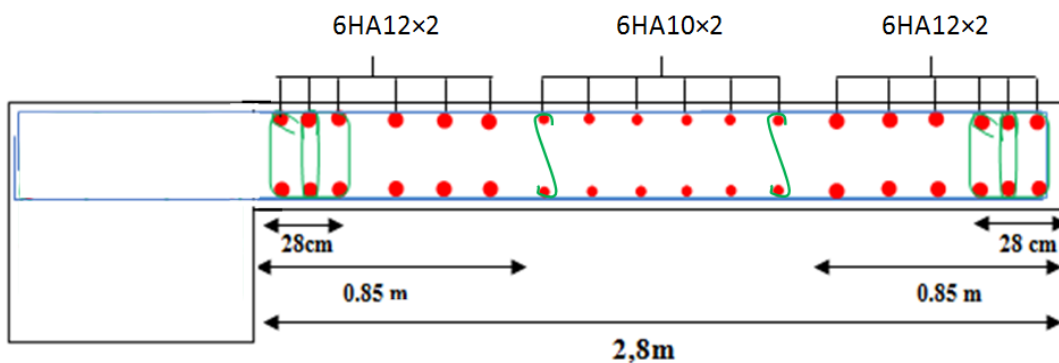


Figure .V.13. Ferrailage du voile V9

Voile V10 :

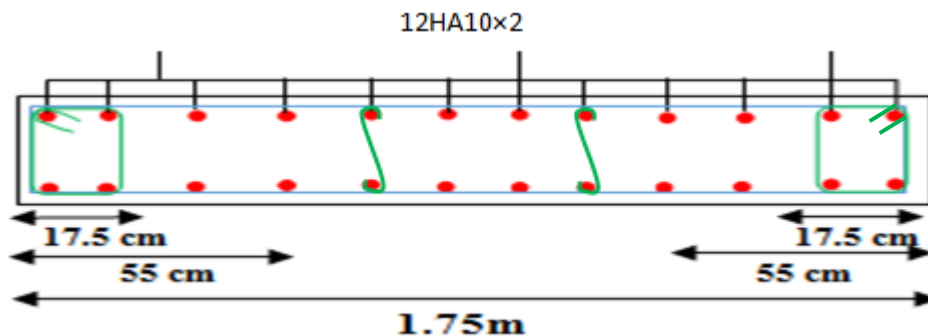


Figure .V.14. Ferrailage du voile V10

◆ Sens Y-Y :

Voile V1 :

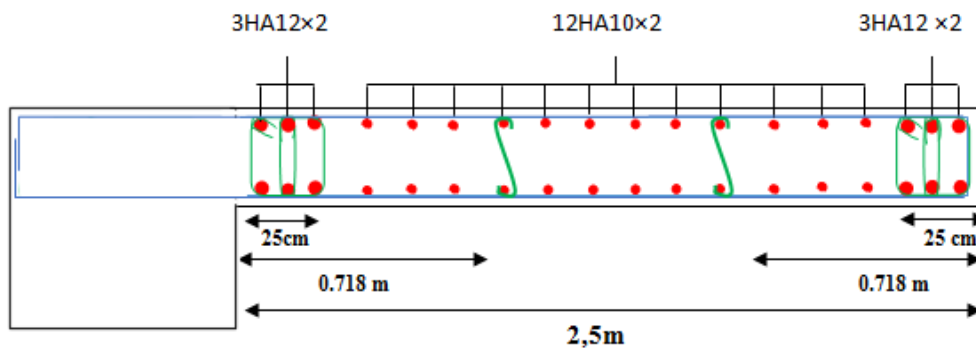


Figure .V.15. Ferrailage du voile V1

Voile V2 :

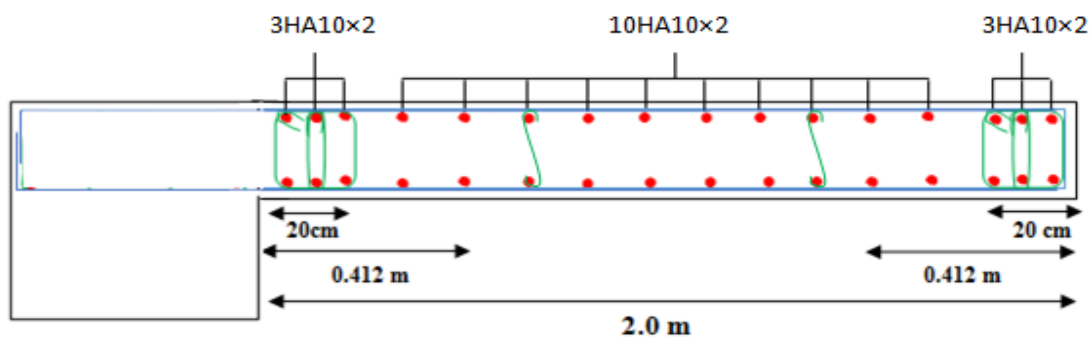


Figure .V.16. Ferrailage du voile V2

Voile V3 :

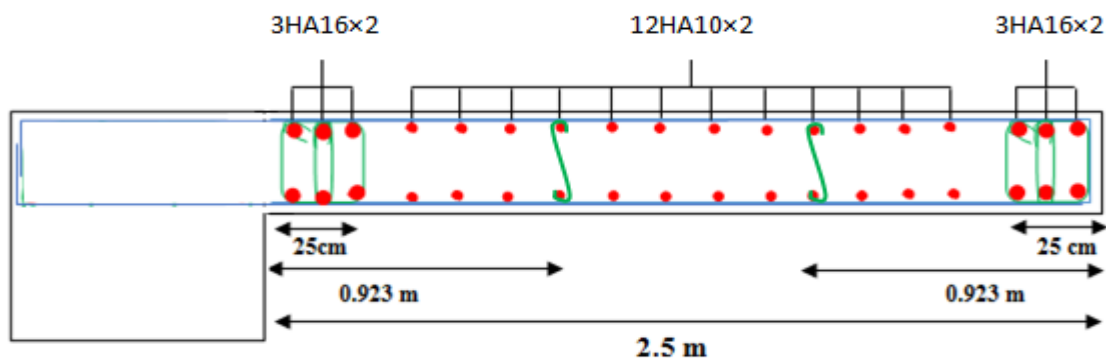


Figure .V.17. Ferrailage du voile V3.

Voile V4 et v6 :

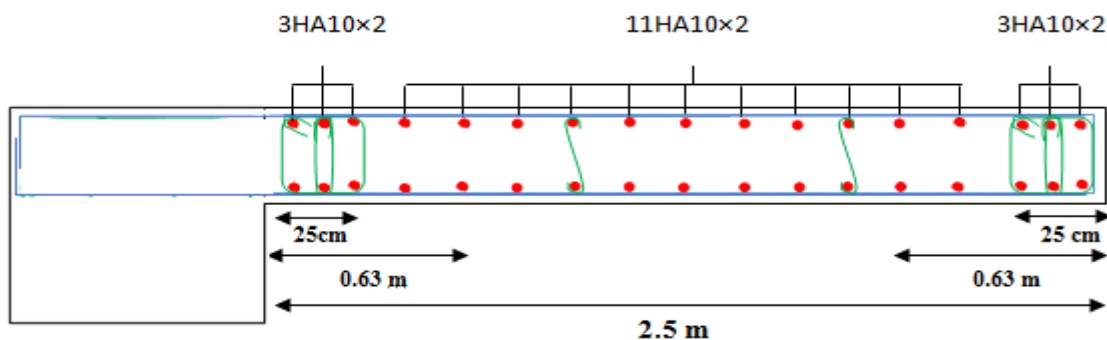


Figure .V.18. Ferrailage du voile V4

Voile V5 :

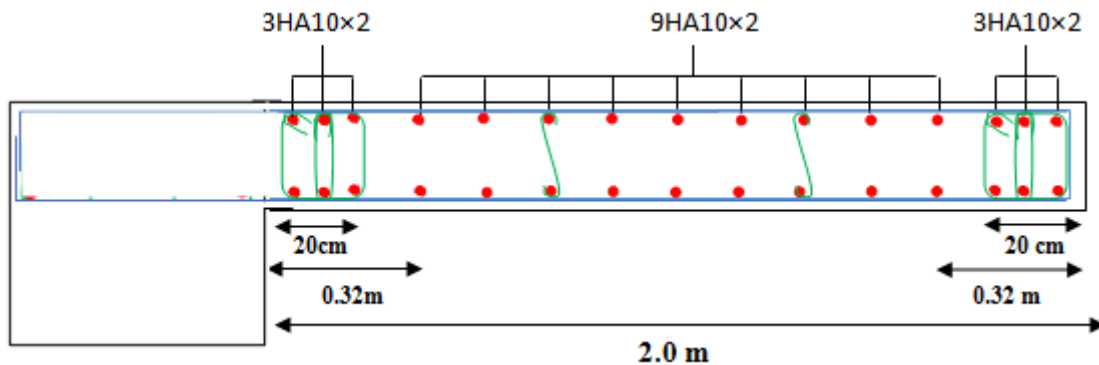
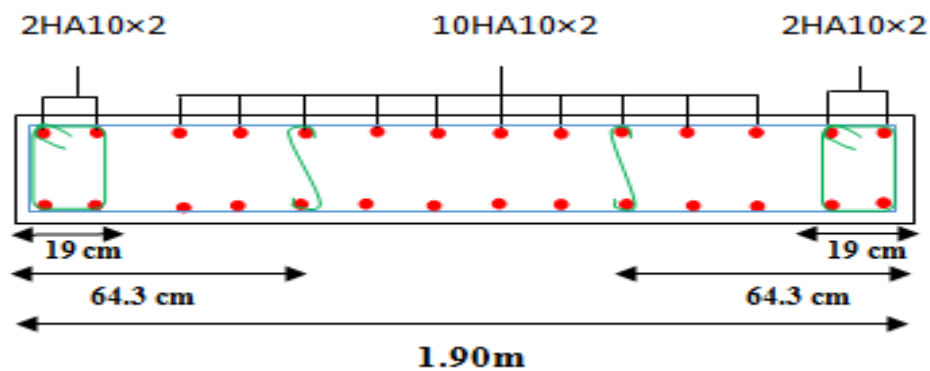


Figure .V.19. Ferrailage du voile V5

Voile V12:**Figure .V.20. Ferrailage du voile V12****V.5. Conclusion :**

Dans ce chapitre en à calculer les différentes sollicitations et les sections d'acier nécessaire pour assurer la stabilité des éléments porteur en cas de séisme et assurée la stabilité et la durabilité de notre structure.



Chapitre VI

Chapitre VI

Etude De L'infrastructure

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Différents types des fondations :

- ⇒ Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) .
- ⇒ Semi profondes(Les puits).
- ⇒ Profondes(les pieux).
- ⇒ Les fondations spéciales(Les parois moulées et les cuvelages).
- Le choix du type de fondation dépend de :
 - ✚ Le type d'ouvrage à construire.
 - ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - ✚ La capacité portante du terrain de fondation.
 - ✚ La raison économique.
 - ✚ La facilité de réalisation.

VI.3. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 3,5 bars et le bon sol situé à une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✚ semelle isolée.
- ✚ Semelles filantes.
- ✚ Radier général.

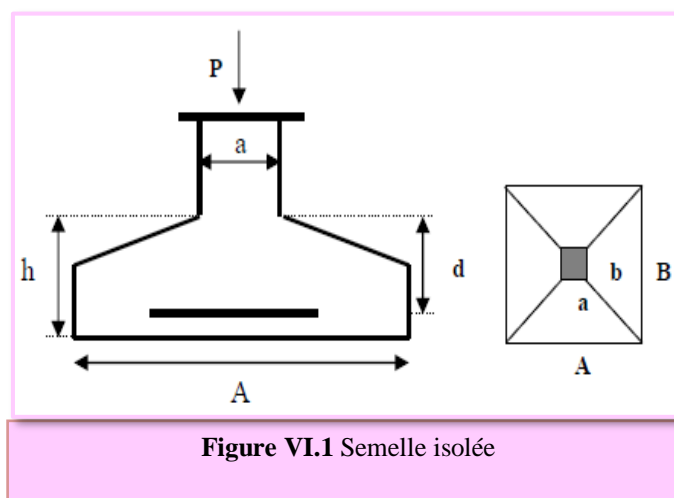
VI.3. 1.Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$$

Notre capacité portante du terrain est :

$$\sigma_{sol} = 3.5 \text{ Bars.}$$



Les résultats sont comme suites :

Semelles	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)
1	1774,12	350	5,068914
2	1613,52	350	4,610057
3	1578,73	350	4,510657
4	1310,64	350	3,744686
5	1238,12	350	3,537486
6	1024,96	350	2,928457
7	2076,28	350	5,932229
8	1929,27	350	5,5122
9	1842,77	350	5,265057
10	2623,63	350	7,496086

11	2169,95	350	6,199857
12	1704,82	350	4,870914
13	2154,55	350	6,155857
14	1779,69	350	5,084829
15	3532,44	350	10,09269
16	2032,66	350	5,8076
17	1641,38	350	4,689657
18	2139,59	350	6,113114
19	2219,83	350	6,342371
20	3236,07	350	9,245914
21	1979,27	350	5,655057
22	1797,14	350	5,134686
23	1740,95	350	4,974143
24	1761,35	350	5,032429
25	2025,4	350	5,786857
Totale			139,79

Tableau VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées

VI.3.2.Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

On a :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{a \times b}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol $\sigma_{\text{sol}} = 3,5\text{Mpa}$.

a: La longueur de la semelle.

b: La largeur de la semelle.

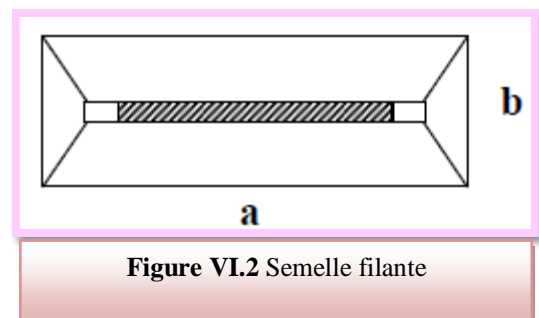


Figure VI.2 Semelle filante

Voiles	N_{ser} (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	$S=N/\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)
V1	3616.894	3,5	10.33398
V2	5375.209	3,5	15.35774
V3	5565.097	3,5	15.90028
V4	4058.065	3,5	11.59447
V5	5215.332	3,5	14.90095
V6	5406.019	3,5	15.44577
V7	4793.583	3,5	13.69595
V8	3861.748	3,5	11.03357
V9	378.7566	3,5	1.082162
V10	3502.3	3,5	10.00657
V11	3538.09	3,5	10.10883
V12	3776.408	3,5	10.78974
V13	2548.753	3,5	7.282151
V14	2889.363	3,5	8.255323
V15	3192.249	3,5	9.120711
V16	3387.642	3,5	9.678977
V17	530,637	3,5	1,516106
V18	723,495	3,5	2,067129
V19	557,192	3,5	1,591977
V20	3423,914	3,5	9,782611
V21	5455,891	3,5	15,58826
V22	5312,129	3,5	15,17751
Somme	77108,77 KN		210,31

Tableau.VI.2. Surfaces revenantes aux semelles (voiles)

$$\# S_{TOT}=139,79+210,31= 350,1 \text{ m}^2.$$

$$\# \text{ La surface totale de bâtiment : } S_{bat} = 20,9 \times 18,15 = 350,1\text{m}^2$$

$$\text{On a } \frac{S_{TOT}}{S_{batiment}} = \frac{350,1}{379,34} = 0,92\dots\dots\dots 92\% > 50\%$$

Remarque :

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

VI.3.3.Radier général :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

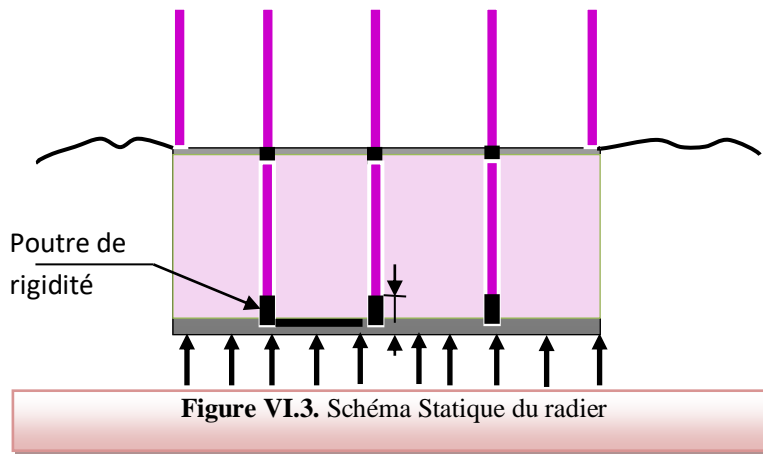
Il existe quatre types de radier :

- # Le radier dalle (peu utilisé).
- # Le radier nervuré (le plus courant).
- # Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- # Le radier voute (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

VI.3.3.1.Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :



VI.3.3.1.1. L'épaisseur du radier :

❖ Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Telle que : $L_{\max} = 5,35 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 26,75 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 60 \text{ cm}$.

VI.3.3.2 Nervure :

a. La hauteur de la nervure :

❖ Condition forfaitaire :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.

$L_{\max} = 5,35 \text{ m}$ D'où : $h_n \geq 53,5 \text{ cm}$.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

$h_n = 50 \text{ cm}$

❖ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

$$K : \text{La raideur moyenne du sol } K = 70000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}.$$

$$E : \text{Le module d'élasticité longitudinal du béton } E = 3,2164195 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 95,84 \text{ cm.}$$

On adopte : $h_n = 120 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 60 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,2 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

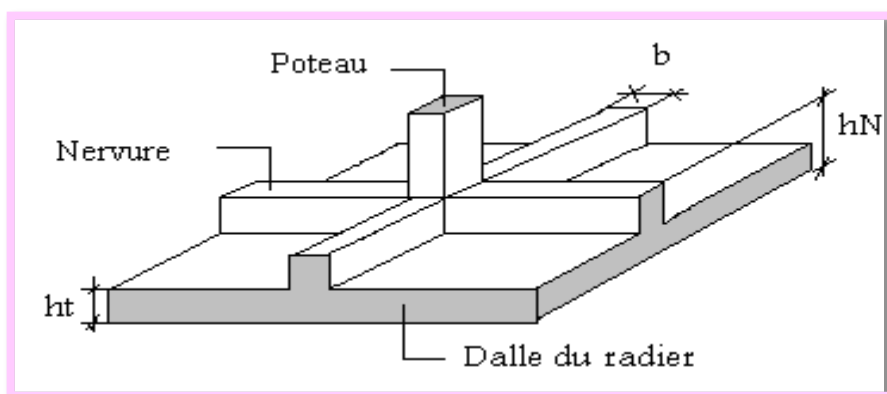


Figure VI.4. Schéma du radier

b. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$\color{red}{\oplus} V_u : \text{valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}.$$

$$\color{red}{\oplus} N_u : \text{L'effort normal a la base, } N_u = 50815,23 \text{ KN.}$$

D'où :

$$\color{red}{\oplus} q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{50815,23}{379,335} = 133,96 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\color{red}{\oplus} V_u = \frac{133,96 \times 5,35}{2} = 358,34 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{358,34}{1000 \times (0,9 \times 1,2 \times 10^3)} = 0,33 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

c. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

$$\color{red}{\oplus} \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}.$$

Avec :

$$\color{red}{\oplus} \sigma_{\text{sol adm}} : \text{la capacité portante de sol.}$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{50815,23}{1,5 \times 350} = 96,79 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 379,335 \text{ m}^2.$$

➤ Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

VI.3.3.2.1. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 30\text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 50\text{cm}$$

D'où :

$$\begin{aligned} S_{\text{rad}} &= S_{\text{bat}} + D \times [2(L_x + L_y)] = 379,335 + 0,5 \times (78,1) \\ &= 418,385 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Alors la surface du radier est : $S_{\text{rad}} = 418,385\text{m}^2$.

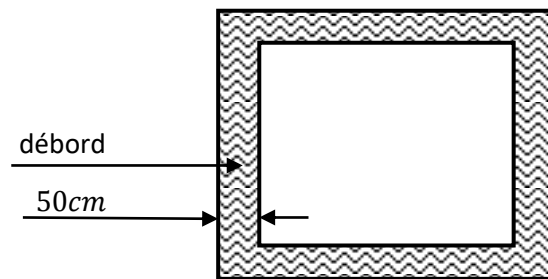


Figure.VI.5. La surface totale du radier.

VI.4. Vérification du poinçonnement :

- Sous poteau :

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

• N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 3532,773 \text{ KN}$.

• h : L'épaisseur totale de la dalle.

• μ_c : périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6,8 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 6120\text{KN} \rightarrow N_u = 3532,773 \text{ KN} < 6120 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

- **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 0,02 m et $N_u = 5455,891$ KN.

Pour une bande de 1 ml : $\frac{N_u}{ml} = \frac{5455,891}{4,55} = 1199,1 \text{ KN/ml}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 13,94 \text{ m.}$$

Donc : $\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 12546 \text{ KN} \rightarrow N_u = 5455,891 \text{ KN} < 12546 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier :

$$\frac{S_{rad}}{B} = A \rightarrow \frac{418,385}{19,15} = 21,85 \rightarrow A = 21,85$$

- Les inerties/X : $I_{xx} = \frac{B \times A^3}{12} = \frac{19,15 \times 21,85^3}{12} = 16647,23 \text{ m}^4$.
- Les inerties/Y : $I_{yy} = \frac{A \times B^3}{12} = \frac{21,85 \times 19,15^3}{12} = 12787,23 \text{ m}^4$.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 9,575 \text{ m.}$
- $Y_g = 10,925 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{g_m} = 9,374 \text{ m.}$
- $Y_{g_m} = 10,658 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,201 \text{ m.}$
- $e_y = 0,267 \text{ m.}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.5.1 Vérification de la stabilité du radier :

VI.5.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_t = N_{bat} + N_{rad}$$

D'où :

$$N_{bat} = 50815,23 \text{ KN.}$$

$$N_{rad} = G_{rad} = 418,385 \times 0,6 \times 25 = 6275,775 \text{ KN.}$$

$$N_t = 6275,775 + 5781,6 = 12057,375 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{12057,375}{418,385} = 28,82 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 350 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$:

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0,8G \pm E$:

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison $0,8G \pm E_x$:

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
$0,8G \pm E_x$	49723,325	164501,292	3,3	4,79	CV
$0,8G \pm E_y$	49723,325	201305,325	4,05	5,475	CV

Tableau VI-3 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$.

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les de sens xy.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$$

On a : $I_x = 16647,23 \text{ m}^4$; $I_y = 12787,23 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN.m)	164501,292	201305,325
N (KN)	49723,325	49723,325
σ_1 (KN/m²)	213,46	290,84
σ_2 (KN/m²)	24,23	-53,14
σ_m (KN/m²)	166,15	204,845

Tableau VI-4 Calcul des contraintes

$\sigma_m = 204,845 < \sigma_{adm} = 350 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

❖ **Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$:**

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{adm}$

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	σ_m (Kpa)	OB
G + Q ± E_x	49723,325	184305,153	224,85	12,84	171,85	CV
G + Q ± E_y	49723,325	221415,431	308,02	-70,32	213,435	CV

Tableau VI-5 Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.6. Ferrailage du radier :**VI.6.1. Dalle de radier :**➤ **Les combinaisons de charges**

ELU :

$$q_u = 1,35 \times \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \times \left(\frac{6275,775}{418,385} - 350 \right) = 452,25 \frac{KN}{m^2}$$

ELS:

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 355 \frac{KN}{m^2}$$

➤ **Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4,55$ m, $L_y = 5,35$ m, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = 0,85 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les **deux** sens).

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2. \text{ Bonde // a } l_x.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x. \text{ Bonde // a } l_y.$$

ELU :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
5,35×4,55	4,55	5,35	0,85	452,25	0,0506	0,6864	473,75	325,182

Tableau VI-6 Les sollicitations à l'ELU

ELS :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
5,35×4,55	4,55	5,35	0,85	355	0,0576	0,7794	423,32	329,94

Tableau VI-7 Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

1. pour les panneaux de rives :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,2M_0$ - Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	94,75	402,69	65,03	276,40
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,6	0,6	0,6	0,6
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (m)	0,52	0,51	0,53	0,52
A_s (cm ²)	5,2	22,58	3,48	15,24
$A_{s \min}$ (cm ²)	6,76	6.76	6.76	6.76
Choix des barres	6T14	8T20	6T14	8T16
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	9,24	25,13	9,24	16,08

Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité** : selon **BAEL** :

Pour Fe E400 :

selon L_y : $A_{sy \min} = 8 \times h_0$

selon L_x : $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$

➤ **Espacement maximal** :

1. Et travée :

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

2. Sur appui :

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

On opte pour un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

ELS :

On doit vérifier que :

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa}$.

$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left\{ \frac{f_e}{2}, 90 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 164.97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration très préjudiciable.}$

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$.
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	84,66	359,822	65,988	280,449
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
D(cm)	1,155	1,386	1,155	1,386
E(cm²)	124,74	149,688	124,74	149,688
y (cm)	10,073269	10,9269605	10,073269	10,9269605
I (cm⁴)	256935,319	300631,485	256935,319	300631,485
K (N/mm³)	0,03294993	0,11968873	0,02568273	0,09328664
σ_{st adm} (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
σ_{bc adm} (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	3,31913479	13,07834	2,58709032	10,1933939
σ_{st} (MPa)	217,,11	773,30	169,92	60,27
σ_{bc} ≤ σ_{bc adm}	CV	CV	CV	CV
σ_{st} ≤ σ_{st adm}	CNV	CNV	CNV	CNV

Tableau VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS

✚ **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

✚ Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	μ_s	β	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
$M_{ax}=84,66$	0,0018	0.9287	10,23	55,16	2,99	Vérifier	6T16=12,06	15
$M_{tx}=359,822$	0,0075	0.8681	46,52	22,905	7,2	Vérifier	6T32=48,25	15
$M_{ay}=65,988$	0,0014	0,9363	7,91	63,72	2,59	Vérifier	6T14=9,24	15
$M_{ty}=280,449$	0,0058	0,8812	35,73	27,08	6,09	Vérifier	6T32=48,25	15

Tableau VI-10 ferrailage à l'ELS

Ferrailage de la dalle de radier :

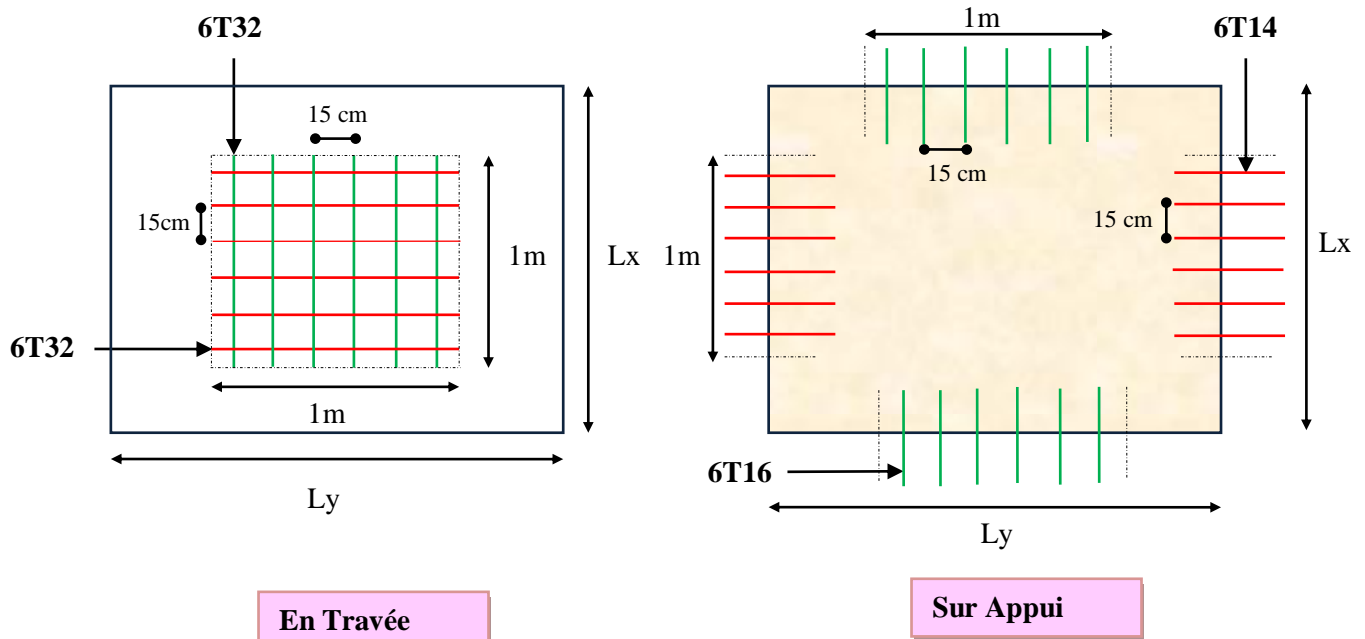


Figure.VI.6.Ferrailage du radier.

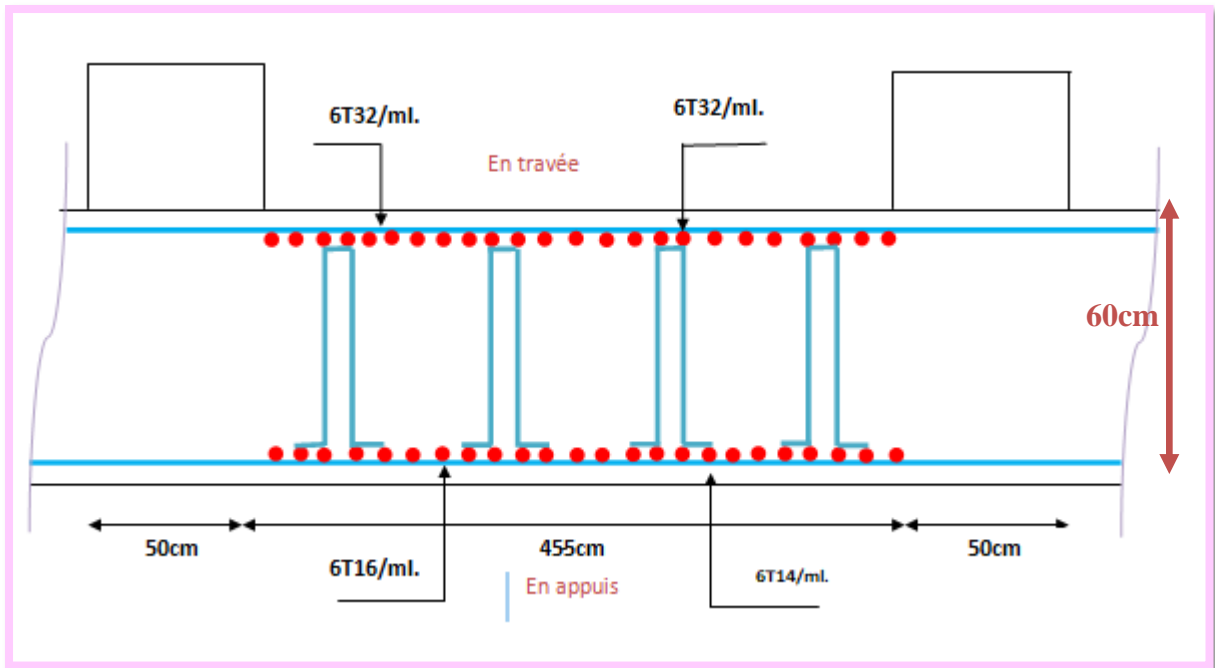


Figure.VI.7.Ferrailage du radier.

VI.6.2. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0,6 \text{ m}$, $d = 54 \text{ cm}$.

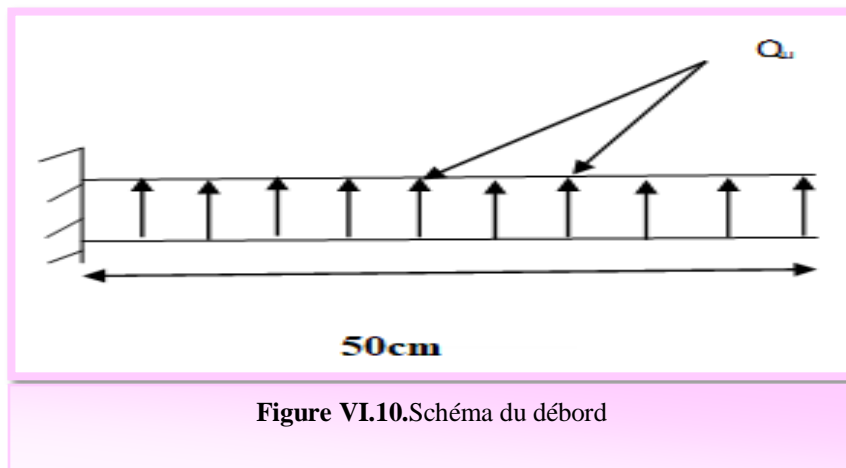


Figure VI.10.Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2}$, Donc on ferraille à l'ELS :

ELS:

- $Q_{\text{ser}} = 355 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = 44,375 \text{KN.m.}$
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}}$.
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 43,56 \text{ cm}$
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0,58$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1023,22 \text{ KN.m}$

$\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}}$: Section simplement armée.

Donc : $A_{\text{ser}} = 6,18 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

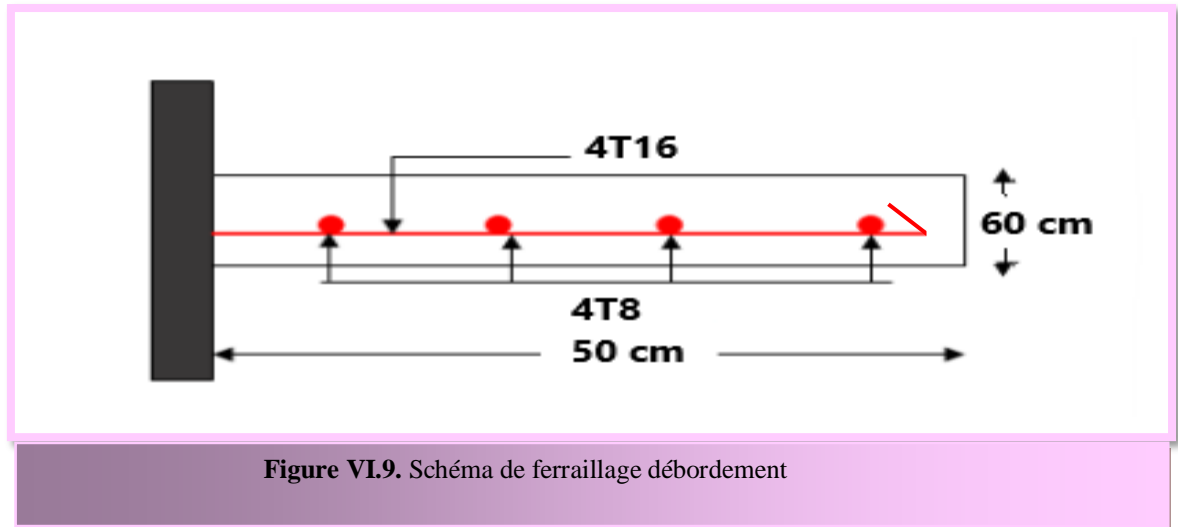
- $A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6,52 \text{ cm}^2$.
- $A_s = \max[A_{\text{ser}}; A_{s \text{ min}}] \rightarrow A_s = 6,52 \text{ cm}^2$.

On adopte : 4 T16 = 8,04 cm².

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{\text{rx}} = \frac{A_s}{4} = 1,96 \text{ cm}^2$.
- $A_{\text{ry}} = \frac{A_s}{4} = 1,96 \text{ cm}^2$.

Choix des bares : **4T8 = 2.01 cm²**.



VI.7. Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **ETABS 9.0.0** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

➤ Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **ETABS**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **ETABS**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **ETABS**.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

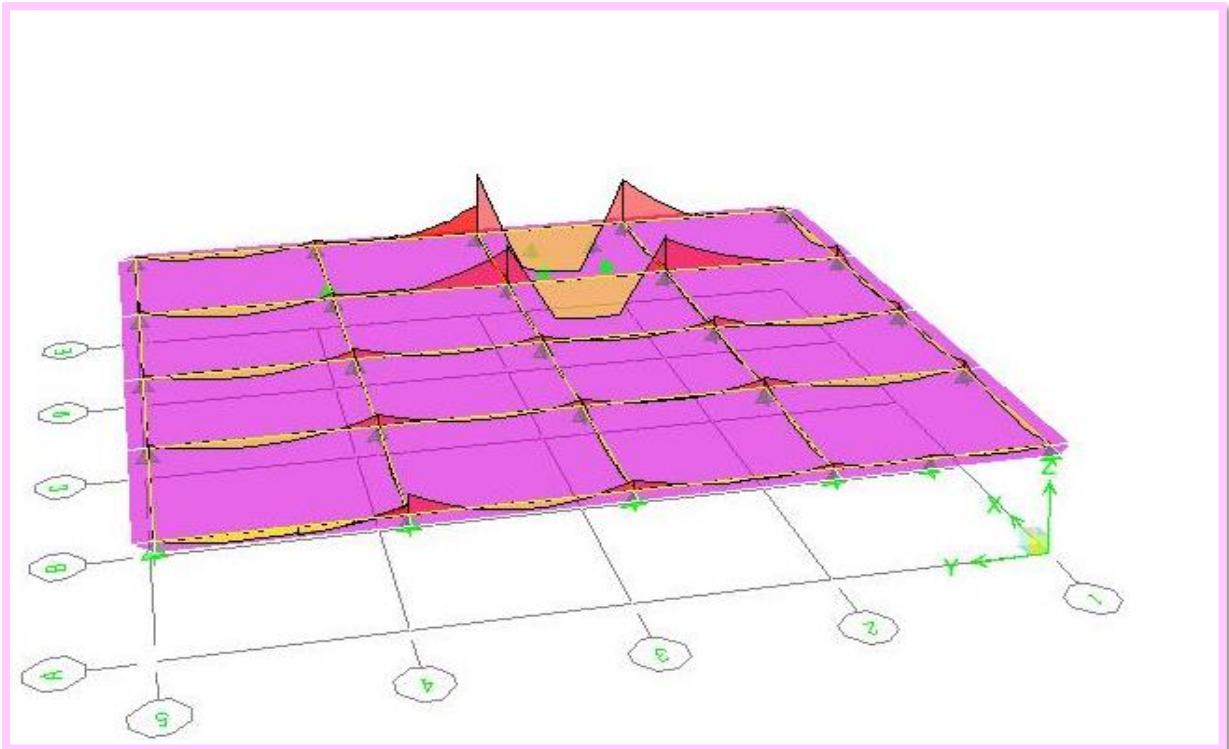
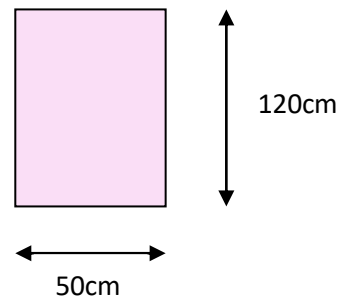


Figure VI.10 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS 9.0.0.

❖ Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité : $L_x = 4,55\text{ m}$, $L_y = 4,7\text{ m}$, et $(b \times h) = (50 \times 120)\text{ cm}^2$.



Sens X-X

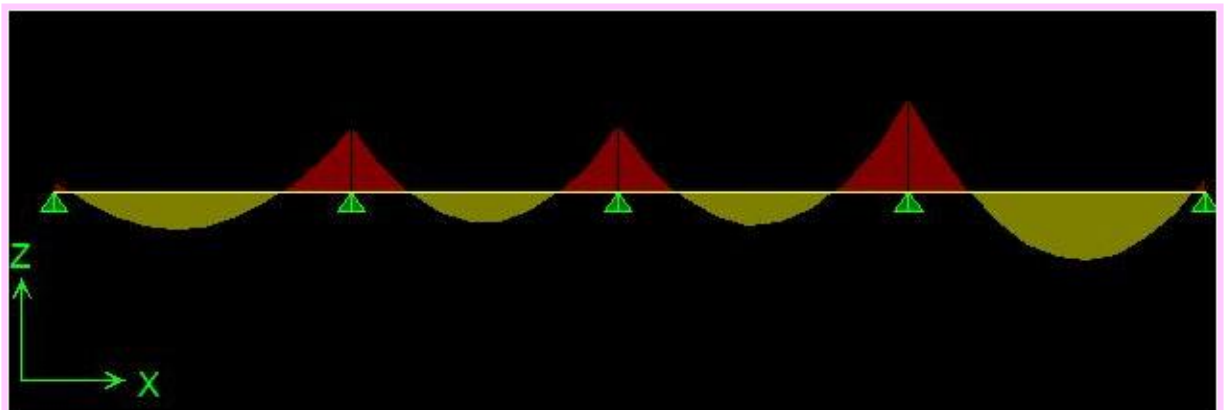


Figure.VI.11.Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELU.

Sens Y-Y

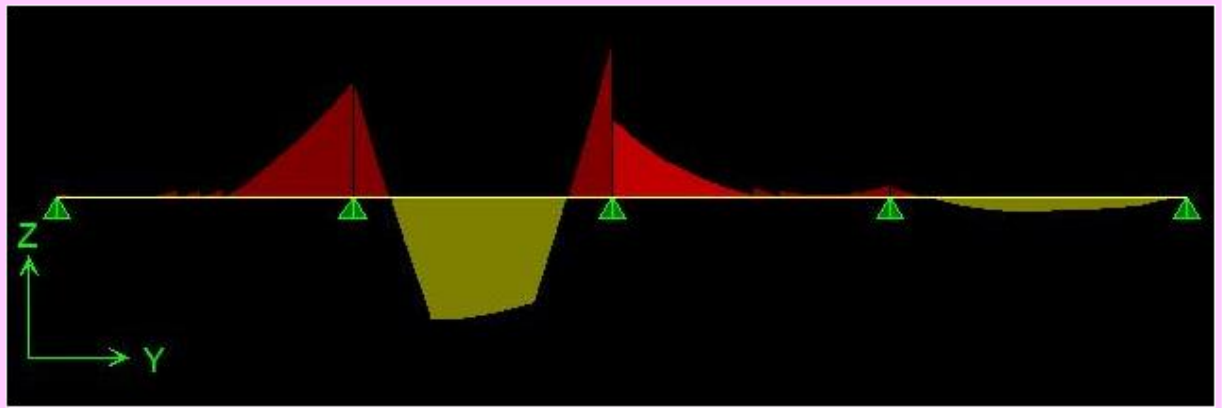


Figure.VI.12.Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.

➤ Ferrailage à l'ELU :

ELU	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
MU (Kn,m)	36,889	21,77	286,987	310,016
b(cm)	50	50	50	50
h(cm)	120	120	120	120
d (cm)	114	114	114	114
F_{su} (Mpa)	348,000	348,000	348,000	348,000
F_{bu} (Mpa)	14,200	14,200	14,200	14,200
Z (cm)	113.771018	113.864978	112.193528	112.046
As (cm²)	0.93172124	0.54940046	7.3504711	7.95075748
As min (cm²)	2.355	2.355	2	2
Chois des barres	4HA12+4HA10	4HA 12+4HA10	8HA12	8HA12
As adopté (cm²)	7.66	7.66	9.05	9.05

Tableau.VI.11. Ferrailage de nervure à l'ELU.

Vérification à l'ELS :

Sens X-X

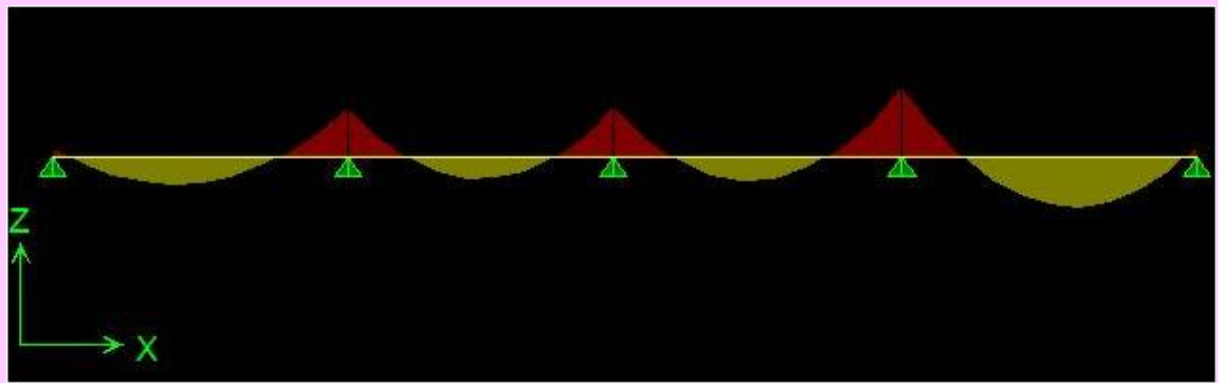


Figure.VI.13.Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.

Sens Y-Y

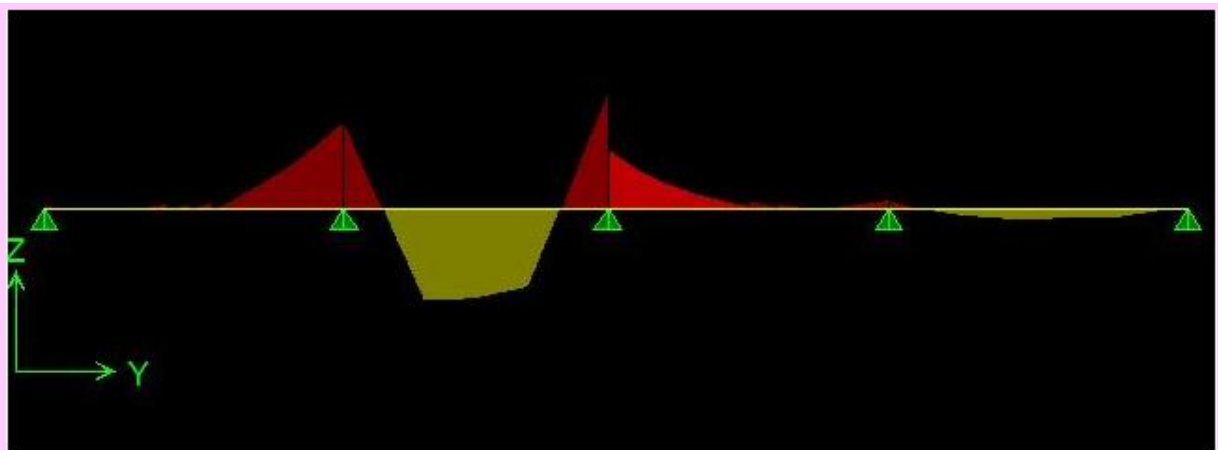


Figure.VI.14.Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELS.

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Ms (KN.m)	73,489	5348	407,97	316,15
Ast (cm)	7.66	7.66	9.05	9.05
D(cm)	1.149	1.149	1.3575	1.3575
E(cm ²)	261.972	261.972	309.51	309.51
Y (cm)	15.0772812	15.0772812	16.2876922	16.2876922
I (cm ⁴)	1238625.22	1238625.22	1440131.08	1440131.08
K(N/mm ³)	0.00593311	0.00431769	0.02832867	0.02195286
σ_{bc} (MPa)	1,62928508	1,1856763	4,55159189	3,52718527
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	89,028	64,07	410,38	321,71
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CNV

Tableau.VI.12Vérification des contraintes à l'ELS.

✚ Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

✚ Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

M _{ser} (KN.m)	μ_s	β	A _{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A _S adopté (cm ²)	S _t (cm)
M _{ay} =407.97	0,0038	0.9006	24,09	35,32	4,67	Vérifier	8T20=25,131	15
M _{ty} =316.15	0,0029	0.91175	18,44	41,66	3,97	Vérifier	8T20=25,131	15

Tableau VI-13 ferrailage à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]. \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{592,13 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1,03 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0,1\% b \times h.$$

$$A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 120}{100} = 6 \text{ cm}^2.$$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4HA14 = 6, 16.**

➤ **Les armatures transversales :**

Espacement :

D'après Le RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [\min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)].$$

$$\text{Sens X-X : } S_t = \min(30 ; 14,4) = 14,4 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y - Y : } S_t = \min(30 ; 24) = 24 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

C.B.A :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4.$$

$$A_t = \frac{0,4 \times 50 \times 10}{400} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5\text{cm}^2.$$

Donc on adopte 4 cadres de $\varnothing 8$.

Donc on choisit :

✚ Dans les zones courantes : $S_t = 15\text{ cm}$.

✚ Dans les zones nodales : $S_t = 10\text{ cm}$.

Schéma de ferrailage :

Sens x :

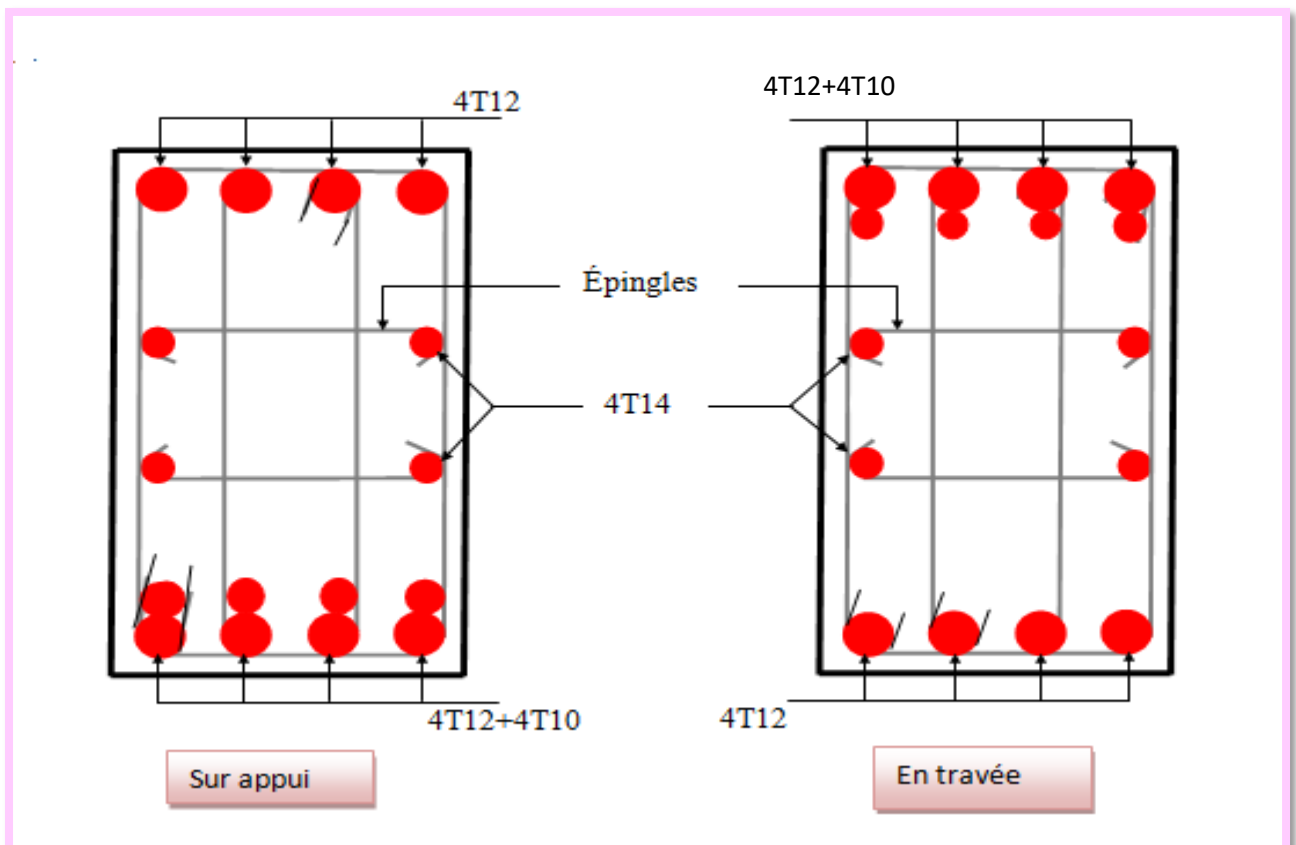


Figure.VI.15. Ferrailage de nervure sens X

Sens y :

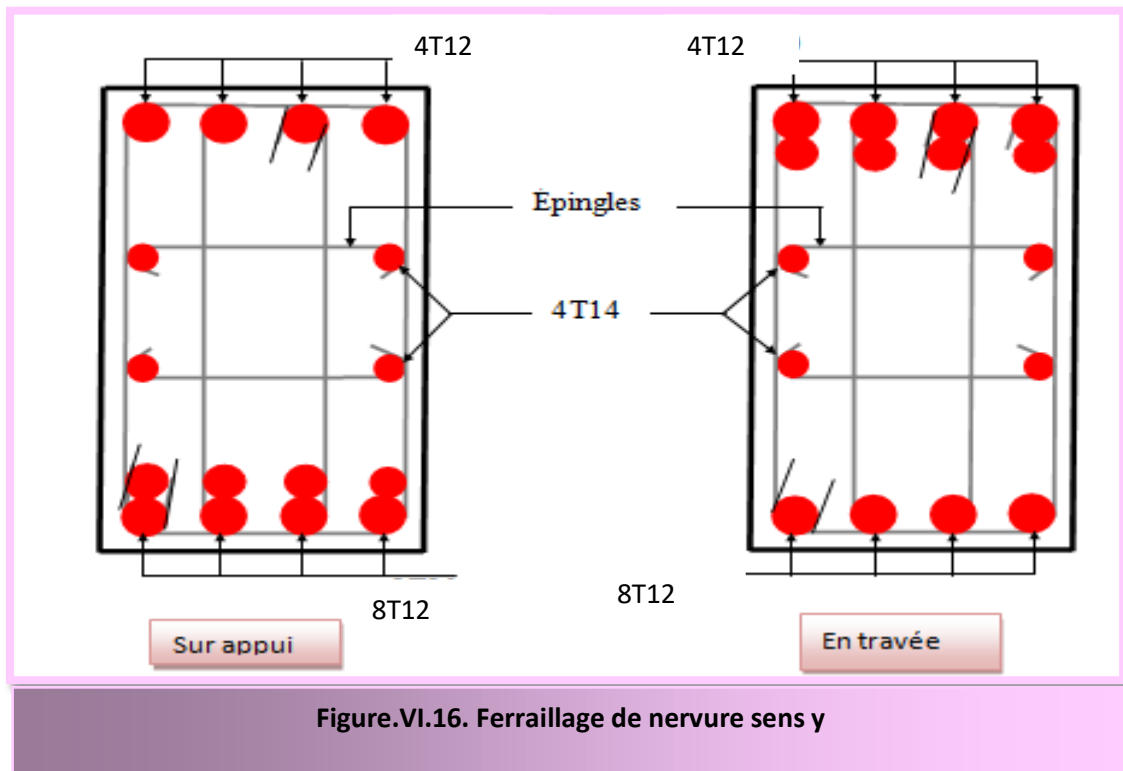


Figure.VI.16. Ferrailage de nervure sens y

VI.8. Calcul des éléments de soutènement

VI.8.1 Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✚ Epaisseur supérieure et égale $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✚ Les armatures sont constituées à 0,10% dans les deux sens.

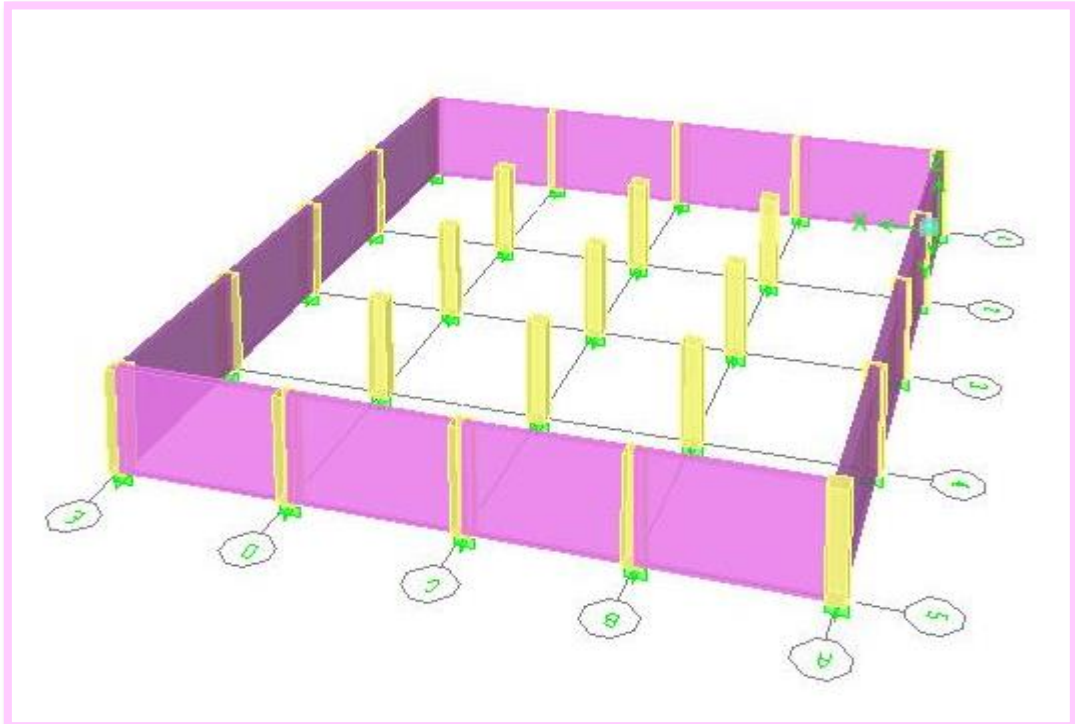


Figure VI.17. Position des voiles périphériques

VI.8.2 Dimensionnement du voile :

✚ Épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

✚ Hauteur : $H = 2,89 \text{ m}$.

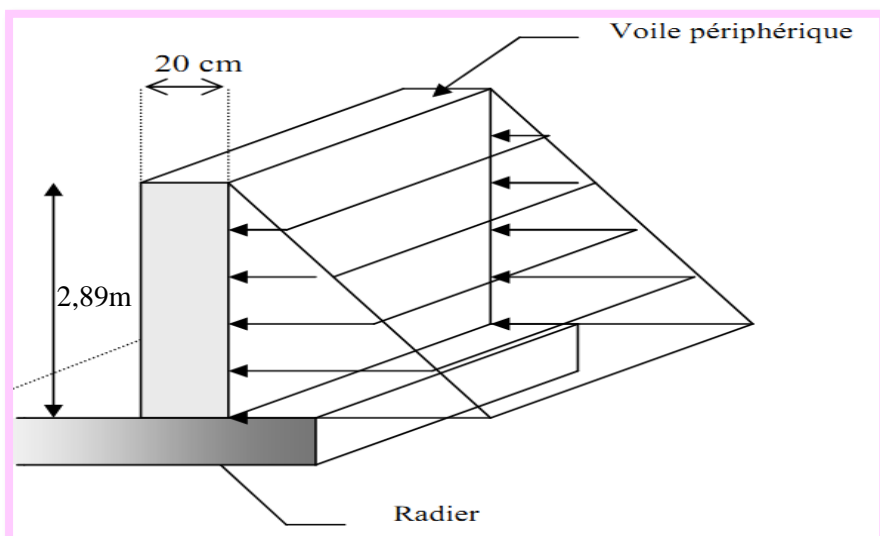


Figure.VI.18 Poussée de terre sur voile périphérique.

VI.8.3 Calcul de la poussée de terre :

$$\sigma_h(h) = K_a \times \gamma \times h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,35$$

Avec :

✚ γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$).

✚ σ_h : contrainte horizontale.

✚ h : Hauteur entre nus du mur voile $0 \leq h \leq 2,89$ m.

✚ C : Cohésion du sol (Sol non cohérent) $C = 8$.

✚ φ : Angle de frottement ($\varphi = 29^\circ$).

✚ K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_0 \times \gamma \times h - 2c \sqrt{K_a} = 0,35 \times 19 \times 1,48 - 2 \times 8 \times \sqrt{0,35} = 0,37 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VI.8.4 Calcul de la poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_0 \times q$$

Avec : q_u : Contrainte éventuelle d'exploitation.

$$q = 10 \text{ KPa}$$

$$\sigma_q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \quad \sigma_{\min}(0) = -7,53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pour } h = 2,89\text{m} \quad \sigma_{\max}(2,89) = 18,41 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 11,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

$$\text{Pour } h = 0 \quad \sigma_{\min}(0) = -5,97 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pour $h = 2,89 \text{ m}$ $\sigma_{\max}(2,89) = 13,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 8,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$P_u = 11,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ et $P_{\text{ser}} = 8,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

➤ **Méthode de calcul :**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension $(5,35 \times 2,89) \text{ m}^2$, et d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

Calcul le rapport $\frac{L_x}{L_y}$:

• $\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,89}{5,35} = 0,54 \text{ m}$.

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **À l'ELU :**

- $\mu_x = 0,0908$.
- $\mu_y = 0,25$.

➤ **Calcul des sollicitations :**

✚ $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$. Bonde // a l_x .

✚ $M_{0y} = \mu_y \times M_x$. Bonde // a l_y .

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	α	$q_u(\text{KN})$	μ_x	μ_y	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
5.35×2.89	2,89	5,35	0,54	48,33	0,0908	0,2500	9,05	2,26

Tableau VI-14 Les sollicitations à l'ELU

VI.8.5 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de $79,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,20M_x$; $M_{ay} = 0,20.M_y$).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	1,81	7,69	0,45	1,92
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (m)	17,96	17,85	17,99	17,96
A_s (cm²)	0,3	1,24	0,072	0,30
A_{s min} (cm²)	2,35	2,35	2	2
Choix des barres	5T10	5T10	5T10	5T10
A_{s adop} (cm²)	3,93	3,93	3,93	3,93

Tableau VI-15 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal :**

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

Selon le RPA :

$$A_{RPA} = 0,1\% b \times h.$$

➤ **À ELS :**

- $\mu_x = 0,0948$
- $\mu_y = 0,4050$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2. \text{ Bonde // a } l_x.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x. \text{ Bonde // a } l_y.$$

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
5,35×2,89	2,89	5,35	0,54	16,56	0,0948	0,4050	6,69	2,71

Tableau VI-16 Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85. M_x$; $M_{ty} = 0,85. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,20. M_x$; $M_{ay} = 0,20. M_y$).

➤ **Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	1,34	5,69	0,54	2,30
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
y (cm)	4,05	4,05	4,05	4,05
I (cm ⁴)	13686,14	13686,14	13686,14	13686,14
K (N/mm ³)	0,0098	0,0416	0,0039	0,017
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	0,4	1,69	0,16	0,68
σ_{st} (MPa)	20,51	87,05	8,16	35,57
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CV	CV	CV

Tableau VI-17 Vérification à l'ELS

➤ **Distributions constructives :**

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\left[\begin{array}{c} \updownarrow \\ \leftarrow \rightarrow \end{array} \right] S_t = \min[1,5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm.}$

L'espacement à l'extrémité est $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{1}{10}$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm, en zone nodale.}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✚ $40\phi = 65\text{cm}$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✚ $20\phi = 25\text{cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Schéma de ferrailage :

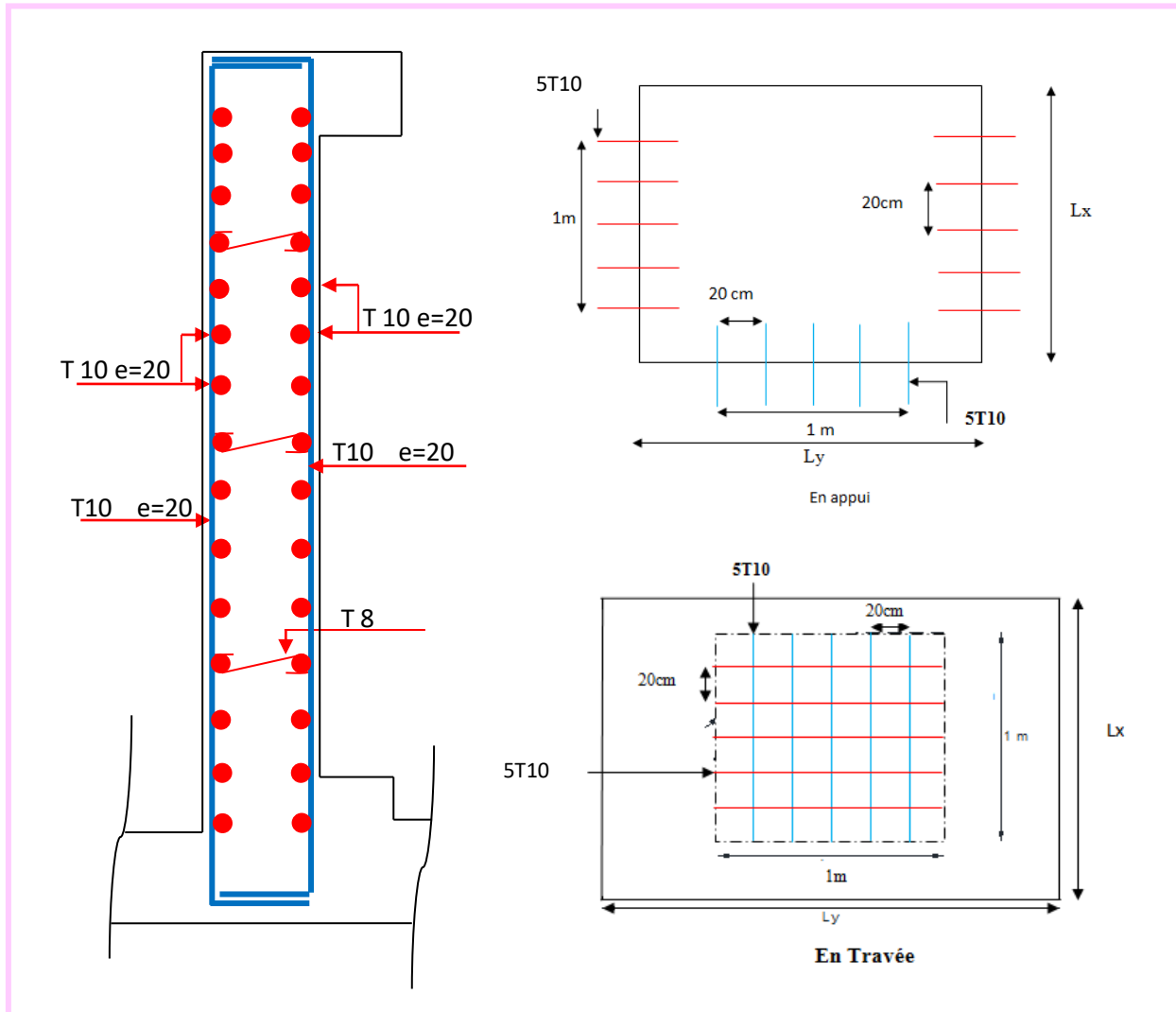


Figure VI.23. Ferrailage de voile périphérique

VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et Dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission Des charges au sol en adoptant un radier Général.



Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Cette étude vise son objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment au séisme au moindre coût.

Ce projet nous a permis d'appliquée les informations théoriques pour étudier la construction réel en utilisant différents programmes et des techniques de calcul, en respectant les règlements en vigueur de la construction (RPA/Version2003, CBA 93)

Et ceci dans l'objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment aux actions accidentelles tel que le séisme et au moindre coût.

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.



BIBLIOGRAPHIE



Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- C.B.A.93.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Bejaia

Logiciels :

- ETABS 9.0.0
- AUTOCAD 2011
- SOCOTEC
- WORD 2007
- EXCEL 2007

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

NOTATIONS

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élancement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.