

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Sciences et Technologies

Génie civil et hydraulique

Spécialité : Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+7) CONTREVENTEMENT
MIXTE**

L'étudiant :

Samir Aouad

Encadreur :

Selma Haouara

Promotion Juillet 2019



إهداء

أحمد الله عز وجل على منه و عونه لإتمام هذا البحث إلى الذي وهبني كل ما يملك حتى أحقق له آماله، إلى من كان يدفعني قدما نحو الأمام لنيل المبتغى، إلى الإنسان الذي إمتلك الإنسانية بكل قوة، إلى الذي سهر على تعليمي بتضحيات جسام مترجمة في تقديسه للعلم، إلى مدرستي الأولى في الحياة، أبي الغالي على قلبي أطال الله في عمره؛

إلى التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء و الحنان، إلى التي صبرت على كل شيء، التي رعنتني حق الرعاية و كانت سندي في الشدائد، و كانت دعواها لي بالتوفيق، تتبعنتني خطوة خطوة في عملي، إلى من إرتحت كلما تذكرت ابتسامتها في وجهي نبع الحنان أمي أعز ملاك على القلب و العين جزاها الله عني خير الجزاء في الدارين؛ إليهما أهدي هذا العمل المتواضع لكي أدخل على قلبيهما شيئا من السعادة

إلى إخوتي وأخواتي الذين تقاسموا معي عبء الحياة؛

كما أهدي ثمرة جهدي لأستاذتي هوراه سلمى التي كلما تظلمت الطريق أمامي لجأت إليها فأنارتها لي وكلما دب اليأس في نفسي زرعت فيا الأمل لأسير قدما وكلما سألت عن معرفة زودتني بها وكلما طلبت كمية من وقتها الثمين وفرته لي بالرغم من مسؤولياتها المتعددة؛ إلى كل أساتذة قسم الهندسة المدنية والري؛ واتقدم بشكر خاص الى أجمل و ردتين في حياتي رفيدة ومريم وكذلك اخي وذراعي الأيمن ايوب لمساندتهم لي طوال هذه المدة

والى أصدقائي ناجي ، سارة، أيوب، يزيد، حمزة، جابر، أنور اشكرهم جزيل الشكر على كل ما قدموه لي من مساعدات والدعم.
إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل.



شكر وإمتنان

الحمد لله الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا الواجب ووفقنا إلى
انجاز هذا العمل

أتوجه بجزيل الشكر والامتنان إلى كل من ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز
هذا العمل وفي تذليل ما وجهناه من صعوبات، وأخص بالذكر الأستاذة المشرفة
هواره سلمى التي لم تبخل على بتوجيهاتها ونصائحها القيمة التي كانت عوناً لي في
إتمام هذا البحث

كما أتقدم بالشكر للأحبة إلى قلبي الذين كانوا سنداً وعوناً لي في هذه المرحلة
ولا يفوتني ان اشكر كل أستاذ علمني حرفاً .



SOMMER

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

I.1-Introduction :	3
I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :.....	3
I.3. Données de base :.....	3

Chapitre II

II.1.Pré dimensionnement	12
II.2.LA Détermination des charges appliquées et la descente des charges	18
II.2.3la Descente Des Charges.	22

Chapitre III

III.1.Introduction :	38
III.2. L'acrotère	38
III.3.LES BALCONS	44
III.4. L'escalier.....	47
III.5.Poutre Palière	56
III.6.Etudes Des Planchers	62
III-7 : L'ascenseur	80
III.8.alle pleine de l'ascenseur :.....	82

Chapitre IV

IV.I.ETUDE SISSMIQUE	89
IV.II. ETUDE DE VENT.....	118
IV.III. Conclusion	130

Chapitre V

IV.1.Introduction:.....	132
V.2. Ferrailage Des Poteaux :	132

V.3. Ferrailage Des Poutres	145
VI.4.Ferrailage des voiles:	154

Chapitre VI

VI.I.Etude Des Fondations	166
VI.II. Les Longrines	186
VI.13.La dalle flottante	188

Conclusion	190
-------------------------	-----

Référence bibliographique	191
--	-----

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans un Plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans un Plancher étage courant.....	19
Tableau II.3 : Evaluation des charges dans un	20
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans un balcon accessible	20
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans un balcon non-accessible.....	21
Tableau II.6 : Résultats dans l'évaluation des charges (Charges et surcharges).....	22
Tableau II.7 : Descente de charge du poteau intermédiaire	24
Tableau II.8 : Descente de charge du poteau de rive.....	26
Tableau II.9 : Descente de charge du poteau d'angle.....	29
Tableau II.11 : Descente de charge du voile.	34

Chapitre III

Tableau III.12 : récapitulatif du résultat de ferrailage obtenu pour L'acrotère	41
Tableau III.13 : Descente de charge du palier.....	47
Tableau III.14 : Descente de charge du paillasse	48
Tableau III.15 : Tableau récapitulatif du résultat de sollicitation obtenu pour Les escalier	49
Tableau III.16 : Tableau récapitulatif de la vérification à l'ELS d'escalier.....	51
Tableau III.17 : Tableau récapitulatif de résultat de section d'armature.....	51
Tableau III.18 : Tableau récapitulatif de résultat d'armature de répartition	51
Tableau III.19 : Tableau récapitulatif de résultat de section d'armature.....	59
Tableau.III.20. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU :	65
Tableau.III.21. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELS :	65
Tableau.III.22. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :	65
Tableau.III.23. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :	65
Tableau.III.24. récapitulatif pour Les moments' sur appuis ELU :	67
Tableau.III.25. récapitulatif pour Les moments' sur appuis ELS :	67
Tableau.III.26. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :	67
Tableau.III.27. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :	67
Tableau.III.28. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU :	69
Tableau.III.29. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELS :	69
Tableau.III.30. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :	69
Tableau.III.32. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU	71
Tableau.III.32. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU	71

Tableau.III.33. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :	72
Tableau.III.34. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :	72
Tableau III.34 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de plancher a ELU.....	74
Tableau III.35 : Tableau récapitulatif de la vérification de plancher a ELS	75
Tableau III.36 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de plancher	76
Tableau III.37 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de dalle plein a ELU.....	84
Tableau III.38 : Tableau récapitulatif du vérification de dalle plein a ELS	84
Tableau III.39 : Tableau récapitulatif du résultat de section d'armature de dalle plein.....	86

Chapitre IV

Tableau.IV.40. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial) .	94
Tableau.IV.41. Centre de masse et centre de rigidité.....	96
Tableau.IV.42. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.	96
Tableau.IV.43. Périodes et coefficients de participation modaux.....	98
Tableau .IV.44. Centre de masse et centre de rigidité.....	99
Tableau.IV.45. Périodes et facteurs de participation modaux (1 ^{er} proposition).....	101
Tableau.IV.46. Efforts tranchants à chaque niveau.....	103
Tableau.IV.47. de coefficient d'accélération	104
Tableau.IV.48. Valeur de P_q	107
Tableau IV.49.Résultat de coefficient.	108
Tableau.IV.50. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.	109
Tableau.IV.51. L'effort tranchant modal à la base sens X.....	110
Tableau.IV.52. L'effort tranchant modal à la base sens Y.....	110
Tableau.IV.53. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.	111
Tableau.IV.54. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).....	112
Tableau.IV.55. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y).....	112
Tableau.IV.56. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales ...	112
Tableau.IV.57. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.	113
Tableau.IV.58 Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.	114
Tableau.IV.59. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).116	
Tableau.IV.60. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).116	
Tableau.IV.61. Répartition de la pression dynamique	120
Tableau.IV.62. les coefficients de pression externe(selon le sens X).	122
Tableau.IV.63. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).	123
Tableau.IV.64. les coefficients de pression externe de la toiture.....	124
Tableau.IV.65. le coefficient de pression.....	125

Tableau.IV.66. la pression due au vent longitudinal.....	126
Tableau.IV.67. la pression due au vent transversal.....	127
Tableau.IV.68. Les forces transversales.....	129
Tableau.IV.69. Les forces longitudinal.....	129

Chapitre V

Tableau.V.70. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	132
Tableau.V.71. Poteaux rectangulaire (Resultants donnés par Robot).....	134
Tableau.V.72. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité	136
Tableau.V.73. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation.....	136
Tableau.V.74. récapitulatif des armatures pour combinaison ELU.....	137
Tableau.V.75. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité	137
Tableau.V.76. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation.....	137
Tableau.V.77. récapitulatif des armatures pour combinaison G+Q+E.....	138
Tableau.V.78. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité	138
Tableau.V.79. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation.....	138
Tableau.V.80. récapitulatif des armatures pour combinaison 0.8G+E.....	138
Tableau.V.81. Les choisit des sections	139
Tableau V.82: Tableau récapitulatif des résultats de contrainte a ELS.....	141
Tableau.V.83. Ferrailage des poteaux.....	143
Tableau V.84. Tableau récapitulatif des résultats armature de pouter principal	146
Tableau V.85. récapitulatif de verification a ELS	147
Tableau.V.86. récapitulatif de résultat de feralliage de pouter secondaire	149
Tableau.V.87. Récapitulatif verification nécessaire pour les poutres	150
Tableau.V.88. Récapitulatif de Vérification à l' E.L.S	150
Tableau.V.89. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.....	152
Tableau.V.90. récapitulatif résultats du ferrailage de la voile	160
Tableau.V.91. Armatures Des voiles.....	162

Chapitre VI

Tableau.VI.92. centre de masse.....	172
Tableau.VI.93. vérification de l'excentricité.	173
Tableau.VI.94. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E).....	173
Tableau.VI.95. charge et sur charge.....	174
Tableau.VI.96. Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U	176
Tableau.VI.97. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S	177
Tableau.VI.98. les dimension de débord.....	178
Tableau.VI.99. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de débord.....	179
Tableau.VI.100. récapitulatif des résultats de ferrailage de nervure.....	182

Liste des figures

Chapitre I

Figure. I.1 : Diagramme parabole rectangle.....	7
Figure. I.2: Diagramme de contrainte limite du béton en compression	8
Figure.I.3.Diagramme Déformation Contrainte d'acier	9

Chapitre II

Figure.II. 4. Coupe de voile en élévation.	14
Figure .II. 5 .Schéma de poutrelle.	15
Figure. II. 6. Schéma de la dalle corps creux.	15
Figure.II.7. Schéma statique de l'escalier.	17
Figure .II.8 . Plancher terrasse.....	18
Fig.II.9 . Plancher étage courant.	19
Figure.II.10. Schéma de mur.	20
Figure. II.11. Schéma statique de l'acrotère.	21
Figure. II.12 .Descente des charges.....	23
Figure. II.13. La surface afférente par poteau intermédiaire.....	23

Figure II.14. La surface afférente par poteau de rive	26
Figure II.15. La surface afférente par poteau d'angle	29
Figure. II.16. La surface afférente par voile intermédiaire	34

Chapitre III

Fig.17. Schéma statique de l'acrotère.	38
Figure.18. schéma statique de M, N, T	33
Figure.III.19: schéma de ferrailage de l'acrotère	43
Figure.III.20.Schéma statique des charges de balcon.	44
Fig.III.21: Plan de ferrailage du balcon	46
Figure.III.22 : schéma des charges équivalent	49
Figure.III.22: schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier	50
Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier	56
Fig. III. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	62
Fig.III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse	66
Fig.III.26 : Diagramme des moments et les efforts tranchants au Niveau plancher étage courant	69
Figure.III.27.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse	71
Fig.III.28.Diagramme des moments et les efforts tranchants au Niveau plancher étage courant	73
Figure.III.29. Ferrailage des planchers.....	79
Figure .III.30 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	79
Figure.III.30.ascenseur électrique	80
Figure.III.31. Dimension d'ascenseur	81
Fig. III.32.Dimensions de la dalle de l'ascenseur.	82
Fig. III.33 : ferrailage de la dalle plein.....	87

Chapitre IV

Fig.IV.34.pectre de calcul	91
Fig.IV.35.Vue en plan de la structure.	92
Fig.IV.36.Vue 3D.....	93
Fig.IV.37.Premier mode de vibration : vue en plan (T1=1.01 sec).....	94
Fig.IV.38.Deuxième mode de vibration : vue en plan (T2=0.44 sec).....	95
Fig.IV.39.Troisième mode de vibration : vue en plan (T3=0,33 sec).	95
Fig.IV.40.Vue en plan de la 1 ^{ère} proposition	97
Fig.IV.41. Vu en 3D.....	97
Fig.IV.42.Premier mode de vibration. Vue en plan.	99

Fig.IV.43.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.	99
Fig.IV.44.Troisième mode de vibration. Vue en plan.....	99
Fig.IV.45.Vue en plan et en élévation de la proposition.....	100
Fig.IV.46.Premier mode de vibration. Vue en plan.	102
Fig.IV.47.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.	102
Fig.IV.48.Troisième mode de vibration. Vue en plan.....	102
Fig.IV.49. Action du vent.....	118
Fig.IV.50. Répartition de la pression dynamique.....	121
Fig.IV.51. les coefficients de pression externe (selon le sens X).....	122
Fig.IV.52 les coefficients de pression externe (selon le sens Y).....	123

Chapitre V

Fig.V.53 Organigramme De Calcul Du Ferrailage En Flexion Composee.....	134
Figure.V.53. section de poteau.....	140
Fig.V.54. Schéma de ferrailage des poteaux.....	114
Fig.V.55. Ferrailage de la pouter principale.	153
Fig.V.56. Ferrailage de la poutre secondaire	153
Fig.V.57. ferrailage des voiles	164

Chapitre IV

Figure.VI.58. Section équivalente au radier général	171
Fig.59. Tableau de coefficient μ_x et μ_y	175
Figure.VI.60. Schéma statique du débord du radier.....	179
Figure.VI.61. Transmission de charge dans ces deux sens	181
Figure.VI.62. Diagramme des moments fléchissant 'ELU	181
Figure.VI.63.Diagramme des moments fléchissant L'ELS	182
Figure.VVI.64. Diagramme des efforts tranchant.....	182
Figure.VI.65. ferrailage de la radier	185
Figure.VI.66. Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui	185
Figure.VI.67. Ferrailage de longrine.....	187
Figure.VI.68. La dalle flottante.....	189

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de Tipaza. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99/V2003 et CBA93), cette étude se compose de :

La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation composé de 8 niveaux (un rez de chaussée et 7 étages identiques), dont le système de

contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

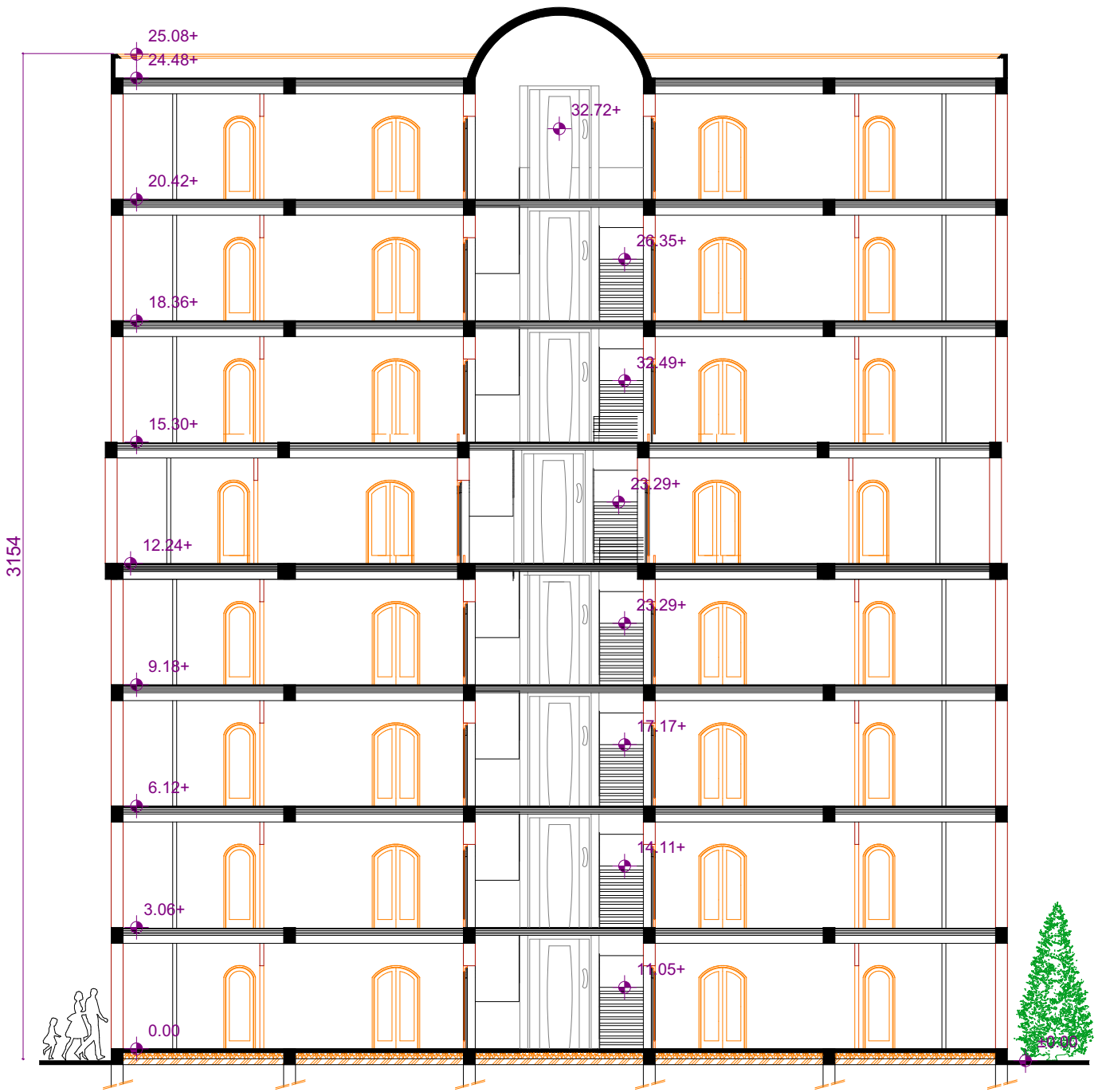
Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ROBOT* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, CBA93 et le RPA99/version2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton. La structure de notre mémoire est la suivante :
- Le chapitre I concerne la présentation du projet (les caractéristiques géométriques, conception la structure du bâtiment, caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier), hypothèses de calcul aux états limites, les actions et les sollicitations, règlements et normes utilisés).
- Le chapitre II concerne le pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage et descente des charges.
- Le chapitre III concerne le calcul des éléments secondaires (plancher, acrotère, escalier, balcon et dalle d'ascenseur).
- Le chapitre IV traite l'étude dynamique de la structure (étude au vent et sismique)
- Le chapitre V concerne l'étude des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
 - Le chapitre VI concerne l'étude de l'infrastructure.
 - A la fin ou a fait une conclusion générale, références bibliographiques et annexes.

CHAPITRE 1

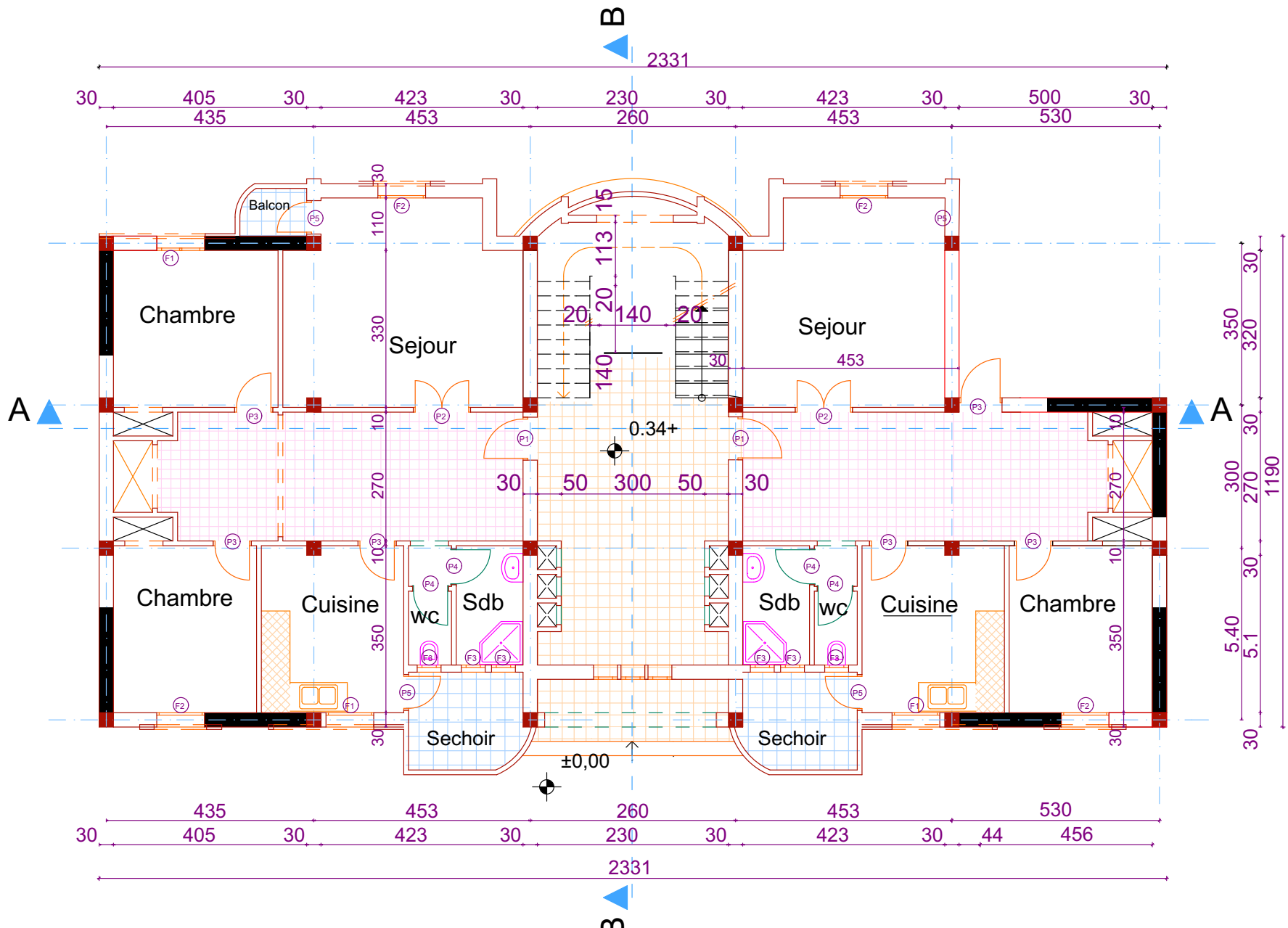
Présentation de l'ouvrage



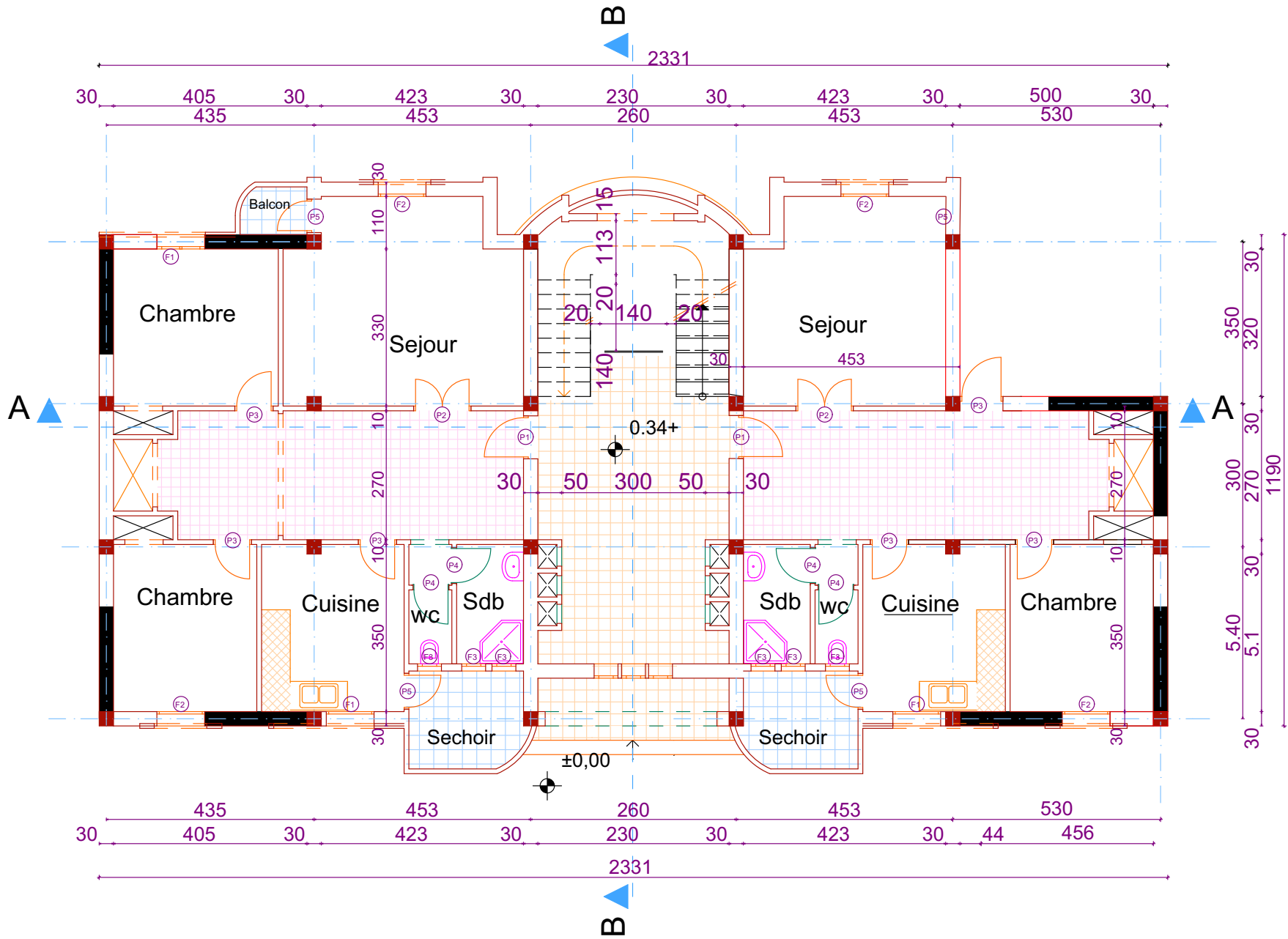
COUPE A-A ECH :1/50



COUPE B-B ECH : 1/50



PLAN RDC ECH :1/50 TYPE F3



PLAN R+1 ECH :1/50 TYPE F3

I.1-Introduction :

Ce projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+7), contreventé par (voiles + portiques) à usage d'habitation. Il sera implanté dans la région de la Wilaya de TIPAZA classée en Zone III, de fortes sismicités selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A99 version 2003**).

I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

*** Description de l'ouvrage :**

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'unRDC et 7étage.

On va étudier un bâtiment constitué de :

- La hauteur de RDC = 3.06m.
- La hauteur d'étage = 3.06m
- Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère : $H = 24.48\text{m}$
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : $H = 25.08\text{m}$.
- Longueur totale de Bâtiment : $L = 23.31\text{m}$.
- Largeur du Bâtiment : $B = 12.09\text{m}$.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Le site est considéré comme sol ferme (S2)

I.3. Données de base :

I.3.1. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.3.2. Conception :**a) système porteur :**

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé une structure à contreventement mixte (voile+portiques) pour répondre d'une part aux exigences du RPA qui vise d'assurer la rigidité de la structure vis-à-vis des efforts sismiques.

b) Poutres :

- Les poutres longitudinales (secondaires)
- Les poutres transversales (principales)

c) Poteaux :

Les poteaux sont 8 des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Maçonnerie :

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

e) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

f) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes:

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage.

f) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques Des Matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.3.3.1. Béton :**A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

B) Résistance Caractéristique :

- **En Compression (f_{cj})** :BAEL91 (art A.2.1, 11)

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la l'âge de 28 jours notée f_{c28}

-pour $j \leq 28$ jours, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40 + 0.95j} \right] f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

-pour $j > 28$ jours, on admet pour justifier la résistance des sections :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ .}$$

Pour notre projet on va prend , :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

- **En Traction F_{tj}** : BAEL91 (art A.2.1, 12)

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

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (MPa) \quad \text{si} \quad F_{ij} \leq 60 MPa.$$

$$F_{i28} = 2,1 MPa.$$

D). Déformation du béton :

D.1. Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1.2)

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1, 2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} (MPa) ; E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 MPa.$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 2.2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} (MPa) ; \quad E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 Mpa$$

D.2. Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

D.3. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta / L}{\Delta L / L} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

En général pour le béton : $\begin{cases} E.L.U: \text{béton fissuré} & \nu = 0 \\ E.L.S: \text{béton non fissé} & \nu = 0.2 \end{cases}$

D.4. Diagramme Déformation - Contrainte du Béton : BAEL91 (art A.4 .3,4)

a). Diagramme parabole rectangulaire : BAEL91 (A.3.3.3, page 54)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant Le diagramme rectangulaire.

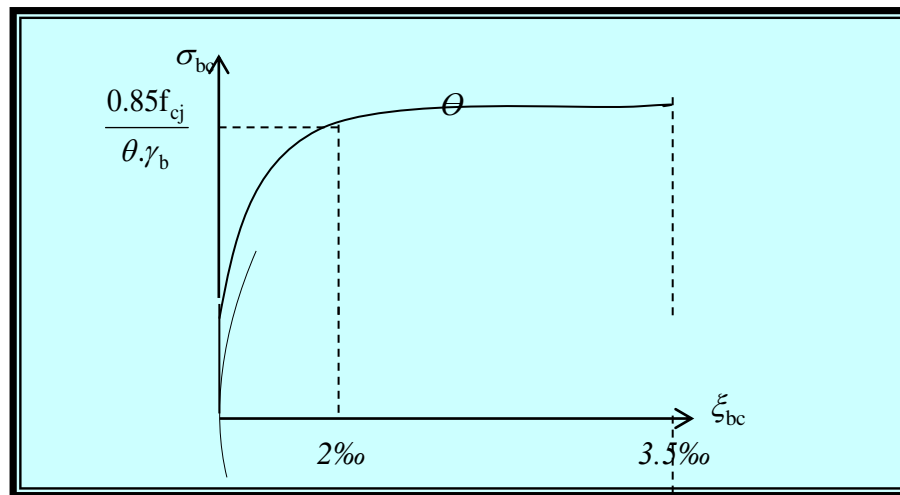


Figure. I.1 : Diagramme parabole rectangle

2I.1 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.

$$\xi_{bc} = 2 \text{‰} \frac{\overline{\sigma_{bc}}}{0.85 \cdot f_{c28}} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = \theta \gamma_b \cdot 0.85 \cdot f_{c28}$$

Θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge

- 1 pour une durée d'application > 24 h.
- 0.9 Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

- $\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas

b) Contraintes limite du béton en compression :

-Etat limite d'ultime :

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15 (\text{action courante}) \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 18.50 \text{ MPa} .$$

$$\gamma_b = 1.5 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 14.20 \text{ MPa} .$$

-Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \sigma_{bc} = \dots$$

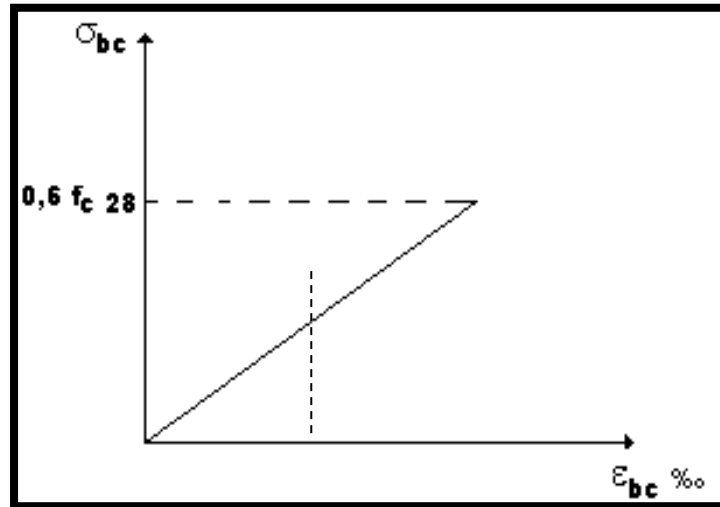


Figure. I.2: Diagramme de contrainte limite du béton en compression

I.2 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.

I.3.3.2. ACIER:BEAL91(art.A.2.2.)

L'acier est alliage fer – carbone, il réponde aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

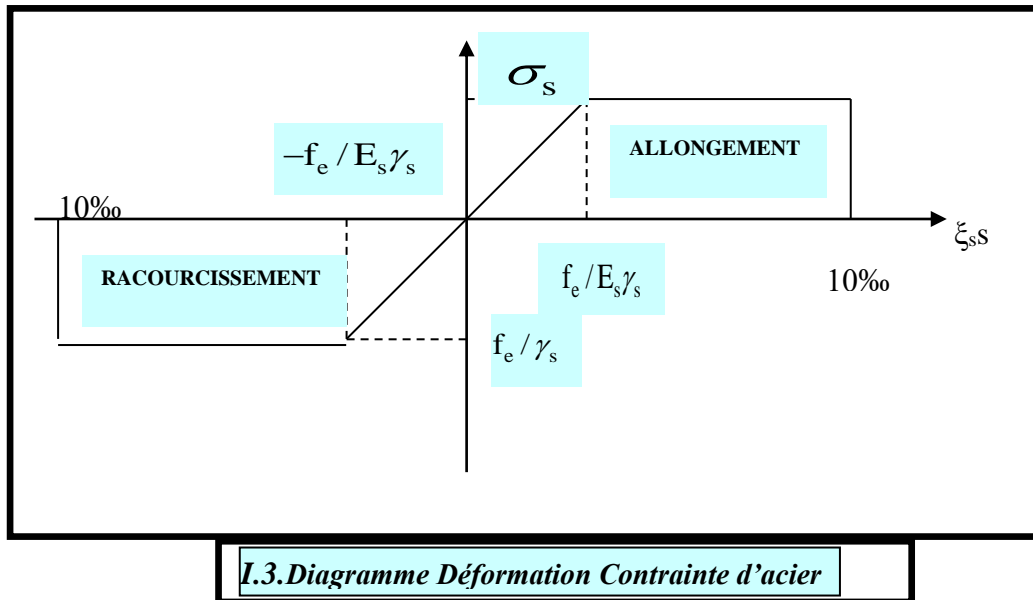
On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance $FeE400$.
- Treillis soudés en fils lisse $TLE 520$.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 MPa$.

a). Diagramme Déformations Contraintes :BAEL91 (art A.2.2, 2)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limite on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers.



Le diagramme $(\sigma_s ; \varepsilon)$ adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s .$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Pour la situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Pou les autres cas} \end{cases}$$

b) Contrainte limite d'acier :

- **Etat limite ultime**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{pour les rond lisses} \\ 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{cases} ;$$

- **La contrainte limite service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 266.67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{: ronds lisses} \\ 1.6 & \text{: acier haute adhérence } (\Theta \geq 6 \text{ mm}) \\ 1.3 & \text{: acier haute adhérence } (\Theta \leq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

c). Contrainte tangente limite ultime : BEAL91 Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

* fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$

* fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$

* Cas des armatures inclinés à $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$

* Cas des dalles $\rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right]$, (art, A .4.5.2, 2)

CHAPITRE 2

Pré dimensionnement

II.1.Pré dimensionnement

II.1.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

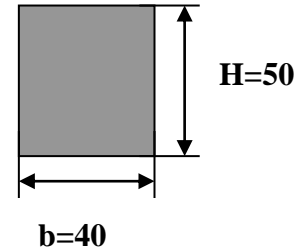
II.1.2.Les poteaux

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

❖ $\text{Min}(b_i ; h_i) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Min}(40 ; 50) \text{cm} > 30\text{cm}.$

$\text{Min}(b_i ; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40.$

❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4.$



On adopte une section de **(40x50)**.

Remarque : La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.

II.1.3.Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 540 cm

$h = (33.75 \div 54) \text{ cm}$

On prend: $h = 40\text{cm}.$

$b = (0,3; 0,4) h = (12; 16).$

On prend : $b = 30 \text{ cm}.$

➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30$

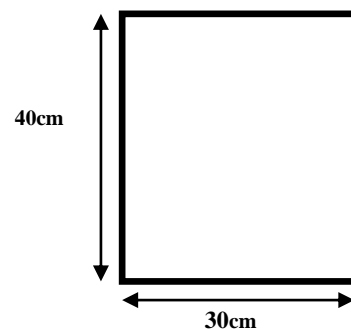
—————> **condition vérifier.**

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$

—————> **condition vérifier.**

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0$

—————> **condition vérifier.**



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2.$

II.1.4. Les poutres secondaires :➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 530 cm

$$h = (1/16; 1/10) 530$$

$$h = (33.125; 53) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 35$$

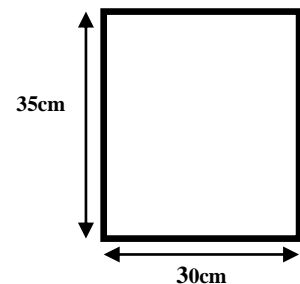
$$b = (10,5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,17 < 4,0 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.1.5. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

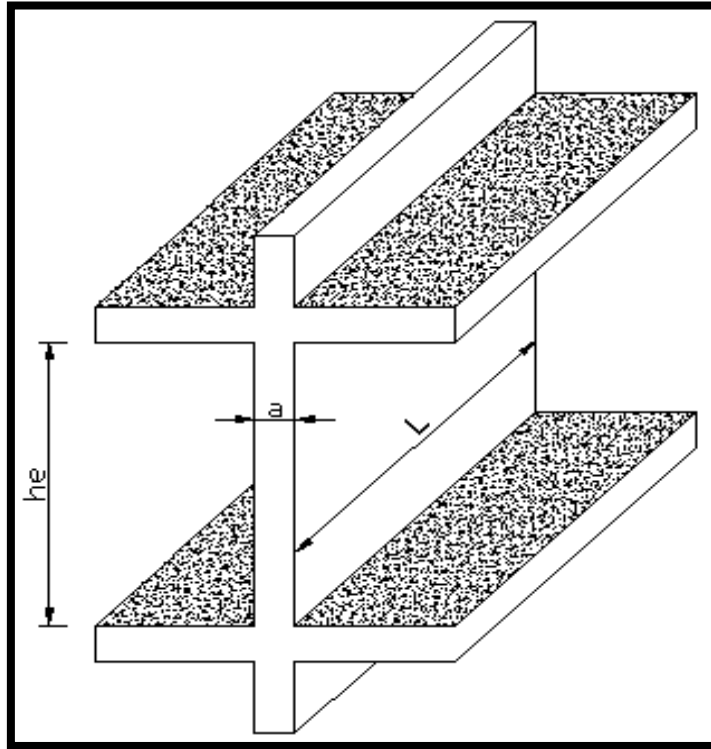


Figure.II. 4. Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC** ($h_e=3.06$ m)

$$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{271}{20} = 13.55 \text{ On prend: } e = 15 \text{ cm}$$

II.1.6.Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution est très employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser un hourdis et des corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

➤ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles $\Rightarrow L = 530\text{cm}$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 23.55 = 24 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

- $\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$.

• **Tableau récapitulatifs :**

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27.5	10

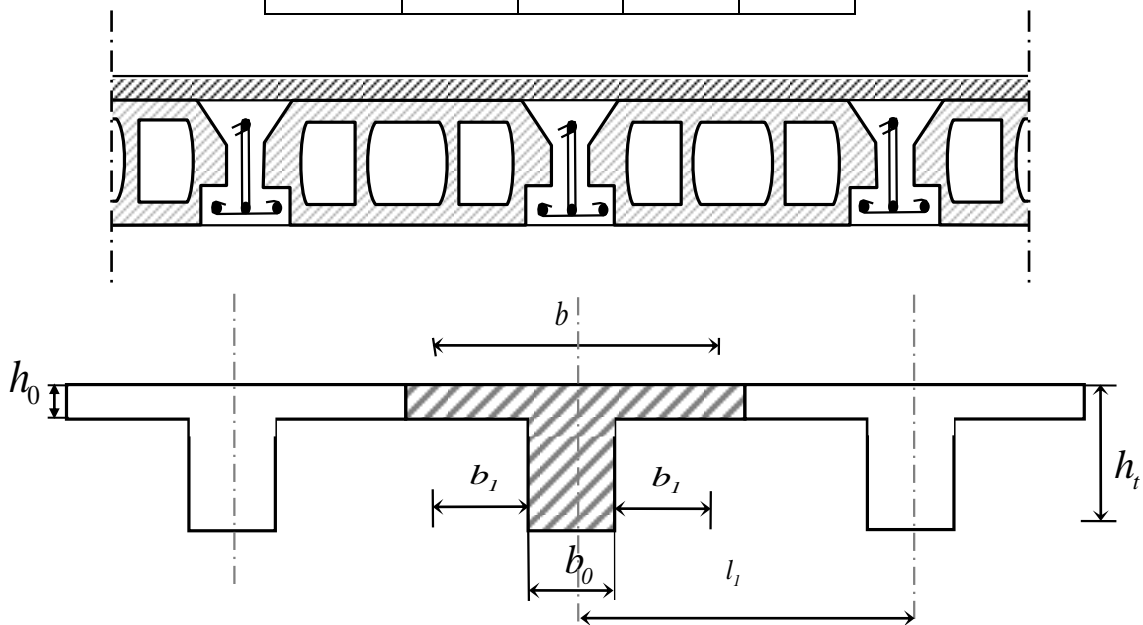


Figure. II. 6. Schéma de la dalle corps creux.

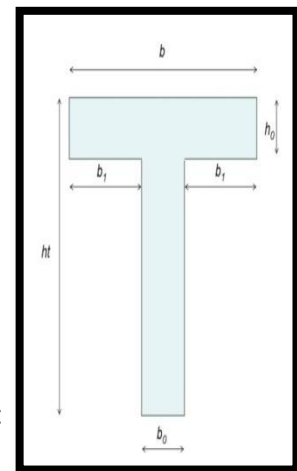


Figure .II. 5. Schéma de poutrelle.

II.1.7. L'escalier :

- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

$$E \geq 90 \text{ cm} \rightarrow E = 110 \text{ cm}$$

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

- **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Longueur de palier de repos :**

$$L_1 = 3.5 - 2.4 = 1.1 \text{ m}$$

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- Épaisseur de la paillasse :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $l = 400\text{cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{400}{40} \leq e \leq \frac{400}{30} \rightarrow 10 \leq e \leq 13,33 \rightarrow e = 15\text{cm}$$

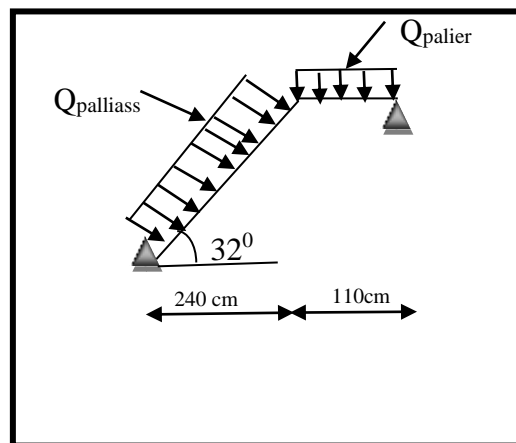
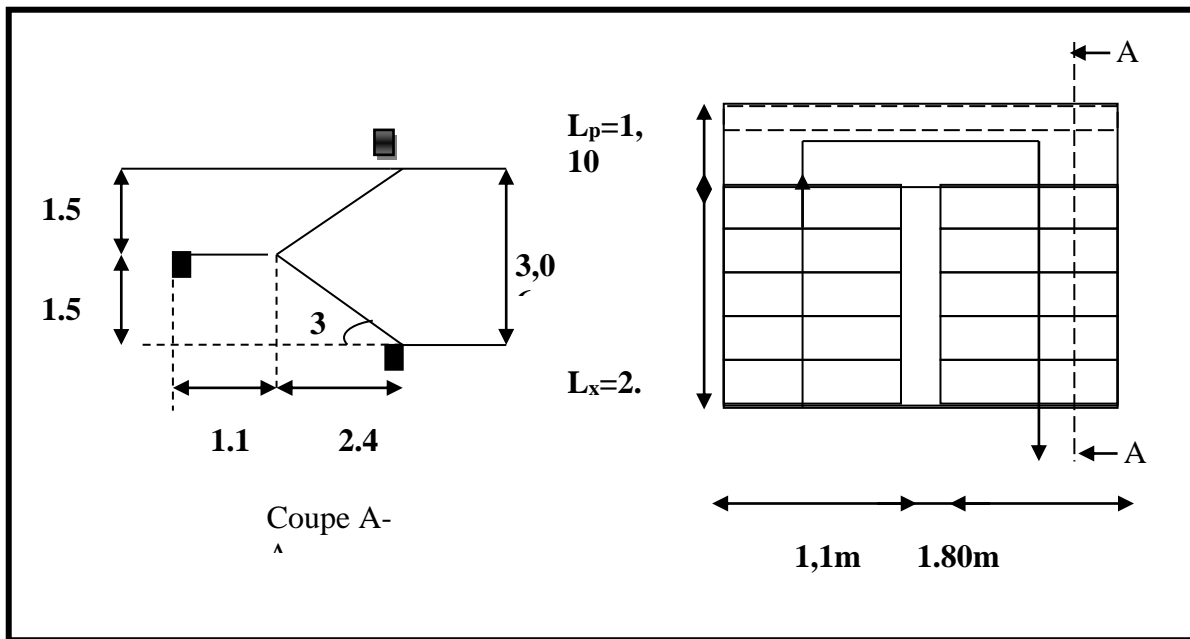


Figure.II.7. Schéma statique de l'escalier.

II.2.LA Détermination des charges appliquées ET LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1.Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concerne les charges permanentes(le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2.Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :

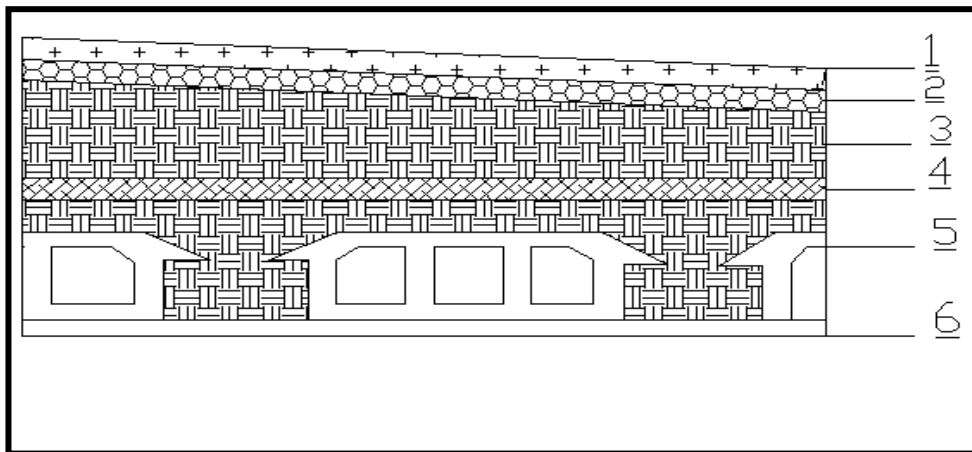


Figure .II.8 . Plancher terrasse.

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans un Plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	$poids(Kg / m^2)$
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+4	-	320
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				668kg /m²

$G=668 \text{ g/m}^2$

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$Qt=100\text{Kg /m}^2 = 100 \times 1\text{m} = 100\text{Kg/ml}$

II.2.2.2.Plancher étage courant :

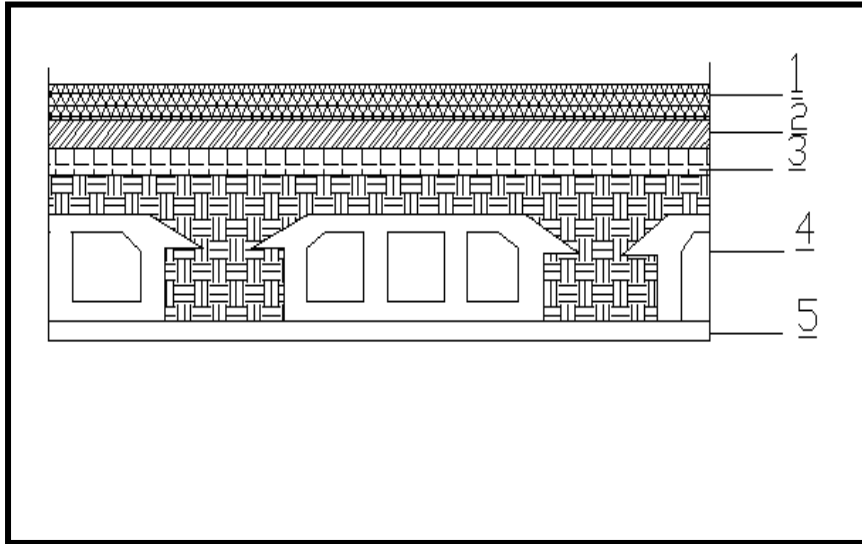


Fig.II.9 . Plancher étage courant.

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans un Plancher étage courant

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.20+0.04	-	320
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
			Total :	560 Kg/m ²

$G=560 \text{ Kg/m}^2$

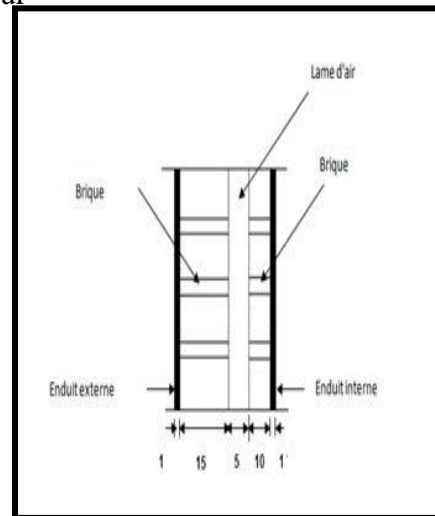
Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

II.2.3.Mur extérieurs en maçonnerie :

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans un mur extérieur

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m ²)	
1	Enduit	2	40	
2	Briques creuses	10	90	
3	Briques creuses	15	130	
			Total	260(kg/m²)



Charge permanente :

30% D'ouvertures ⇒ G = 182 kg/m²

Figure.II.10. Schéma de mur.

II.2.4.Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e < L/20 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,1\text{m} \Rightarrow e = 5.5\text{cm}$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à e = 16 cm.

Balcon accessible:

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans un balcon accessible

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dallepleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
TOTAL				504 (kg/m²)

Charge permanente G =504 Kg/m².

Charge d'exploitation Q =350 Kg/m²

Balconnon-accessible:

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans un balcon non-accessible

N°	Designations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Gravillonne protection	0.04	2000	80
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.08	2200	176
4	Enduit en palter	0.02	1000	20
	Isolation thermique	0.04	400	16
	Dalle en béton armé	0.016	2500	400
	TOTAL			704 (kg/m²)

Charge permanente : $G=704\text{kg/m}^2$; Charge d'exploitation : $Q=150\text{kg/m}^2$

II.2.5.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d'entretien de la terrasse.

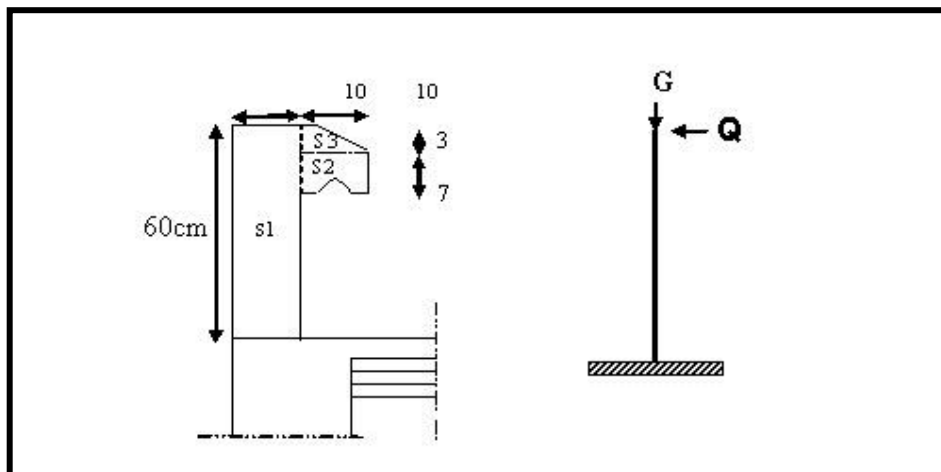


Figure. II.11. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5).$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}.$$

Surcharge:**D'après D.T.R.BC.2.2**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}.$$

Tableau II.6 : Résultats dans l'évaluation des charges (Charges et surcharges)

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	668 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'Étage courant	560 kg/m ²	150 kg/m ²
Murs extérieurs	182 kg/m ²	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m ²
Balcon accessible	504 kg/m ²	350 kg/m ²
Balcon non-accessible	704 kg/m ²	150 kg/m ²

II.2.3la Descente Des Charges :**II.2.3.1.Loi de dégression**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

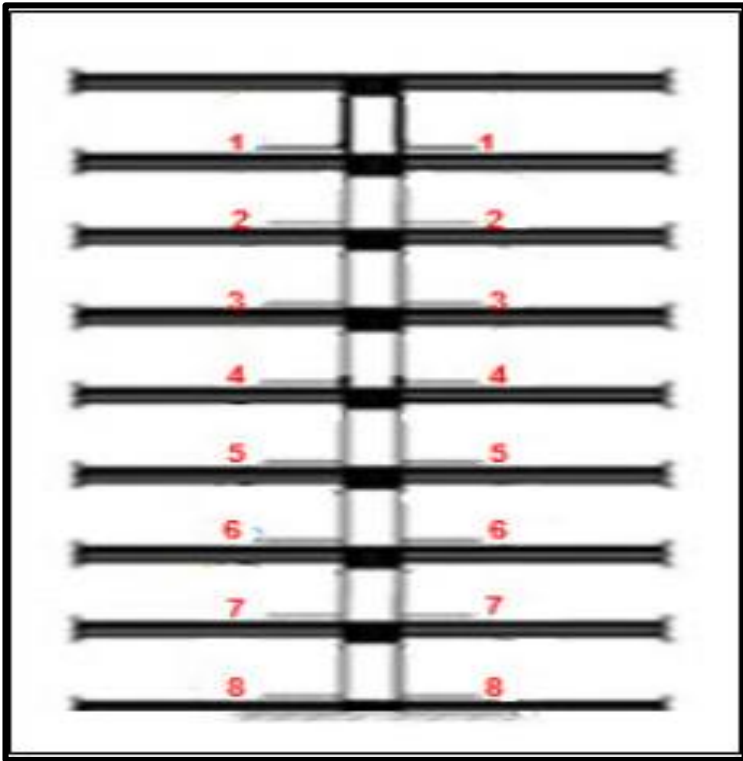


Figure. II.12 .Descente des charges.

II.2.3.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)

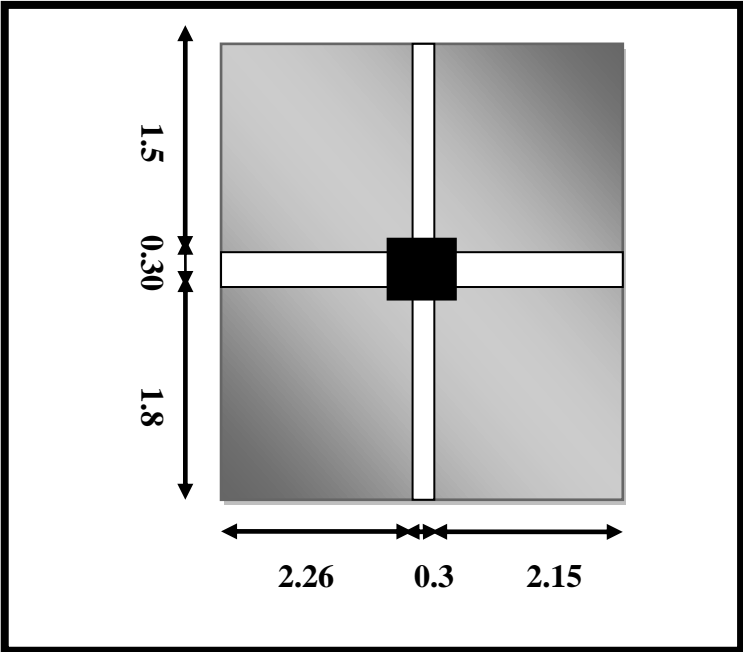


Figure. II.13. La surface afférente par poteau intermédiaire.

Surface afférentes :

$$S_G = (2.26 + 2.15) \times (1.8 + 1.5) = 14.55 m^2$$

$$S_{Q,T} = ((2.26 + 2.15) + 0,3) \times ((1.8 + 1.5) + 0,3) = 16.956 m^2$$

$$S_{Q,ETAGE} = 16.956 - (0,4 \times 0,5) = 16.76 m^2$$

Tableau II.7 : Descente de charge du poteau intermédiaire

Niveaux	Eléments			G(KN)	Q(KN)
1_1		Surface			
	plancher terrasse :	14.55	6.68	97.19.4	
	poutre p :	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3.3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*1)	16.956	1		16.956
	Total			135.29	16.956
2_2	Venant 1-1			135.29	16.956
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p:	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*1)	16.76	1.5		25.14
	Total			254.86	42.10
3_3	Venant 2-2			254.86	42.10
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p:	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*0,9)	16.76	1.5		15.08
	Total			374.43	57.18
4_4	Venant 3-3			374.43	57.18
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p :	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*0,8)	16.76	1.5		20.11

	Total			494	77.29
5_5	Venant 4-4			494	77.29
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p :	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s:	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*0,7)	16.76	1.5		17.60
	Total			613.57	94.89
6_6	Venant 5-5			613.57	94.89
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p :	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*0,6)	16.76	1.5		15.08
	Total			733.14	109.97
7-7	Venant 6-6			733.14	109.97
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p:	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	2.5	15.30	
	surcharge : (*0,5)	16.76	1.50		12.57
	Total			852.71	122.54
8-8	Venant 7-7			852.71	122.54
	Plancher étage :	14.55	5.60	81.48	
	poutre p :	(0,3*0,40*4.71)	25	14.13	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,3)	25	8.66	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	surcharge : (*0,4)	16.76	1.50		10.06
	Total			972.28	132.60

Charge permanente : $G_1 = 972.28\text{KN}$.

Charge d'exploitation : $Q_1 = 132.60\text{KN}$.

Poteau rive : C1

Surface afférentes :

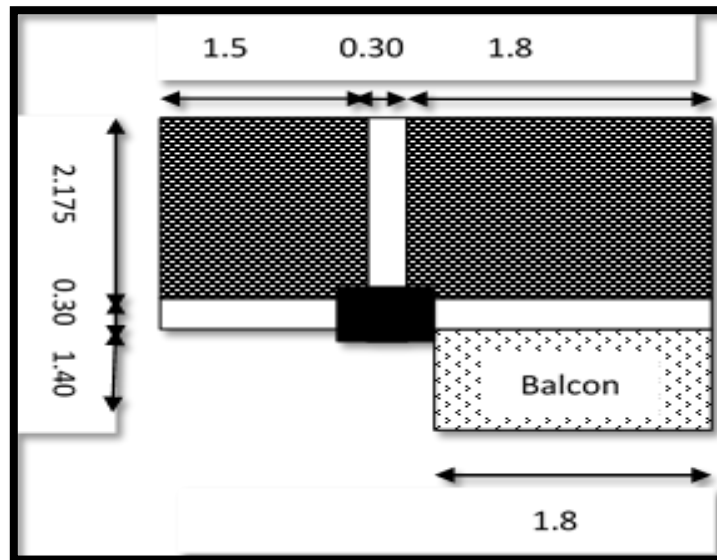


Figure II.14. La surface afférente par poteau de rive

$$S_G = (1.8+1.5) \times (2.175) = 7.18m^2$$

$$S_{Q,T} = ((1.8+1.5)+0,3) \times ((2.175)+0,3) = 8.91m^2$$

$$S_{Q,ETAGE} = 8.91 - (0,4 \times 0,5) = 8.71m^2$$

Tableau II.8 : Descente de charge du poteau de rive

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1		Surface		
	Acrotère :	$(1.5+0.3+1.8) \times 0.0685$	25	6.17
	plancher terrasse :	7.18	6.68	47.96
	poutre p :	$(0,3 \times 0,40 \times 3,6)$	25	10.80
	poutre s :	$(0,3 \times 0,35 \times 2,175)$	25	5.71
	poteaux :	$(0,40 \times 0,50 \times 3,06)$	25	15.30
	Balcon :	$1,4 \times 1,8 = 2,52$	7.04	17.74
	Mur ext :	$2,66 \times (1,8+1,5)$	1.82	15.98
	surcharge : (*1)	8.91	1	8.91
		Total		119.66

2_2	Venant 1-1			119.66	12.69	
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	8.82	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80		
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71		
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30		
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.7		
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98		
	surcharge : (*1)	8.71	1.50			13.07
	Total			220.36		34.58
3_3	Venant 2-2			220.36	34.58	
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	8.82	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80		
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71		
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30		
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70		
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98		
	surcharge : (*0.9)	8.71	1.50			11.76
	Total			321.06		55.16
4_4	Venant 3-3			321.06	55.16	
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	8.82	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80		
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71		
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30		
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70		
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98		
	surcharge : (*0.8)	8.71	1.50			10.45
	Total			421.76		74.43
5_5	Venant 4-4			421.76	74.43	
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	8.82	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80		
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71		
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30		
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70		

	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98	
	surcharge : (*0.7)	8.71	1.50		9.15
	Total			522.46	92.4
6_6	Venant 5-5			522.46	92.4
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80	
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70	8.82
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98	
	surcharge : (*0.6)	8.71	1.50		8.84
	Total			623.16	110.06
7_7	Venant 6-6			623.16	110.06
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80	
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70	8.82
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98	
	surcharge : (*0.5)	8.71	1.50		6.53
	Total			723.86	125.41
8_8	Venant 7-7			723.86	125.41
	Plancher étage :	7.18	5.60	40.21	
	poutre p :	(0,3*0,40*3.6)	25	10.80	
	poutre s :	(0,3*0,35*2.175)	25	5.71	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Balcon :	1.4×1.8=2.52	5.04	12.70	8.82
	Mur ext :	2.66×(1.8+1.5)	1.82	15.98	
	surcharge : (*0.4)	8.71	1.50		5.22
	Total			824.56	139.45

Charge permanente : $G_2 = 824.56\text{KN}$

Charge d'exploitation : $Q_2 = 139.45\text{KN}$

Poteau d'angle : A1

Surface afférentes :

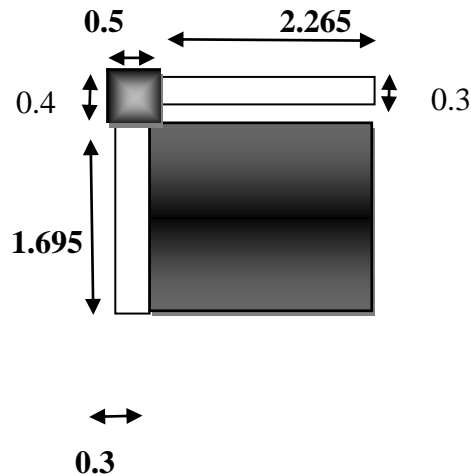


Figure II.15. La surface afférente par poteau d'angle

$$S_G = 2.265 \times 1.695 = 3.84m^2$$

$$S_{Q,T} = (2.265 + 0,3) \times (1.695 + 0,3) = 5.12m^2$$

$$S_{Q,ETAGE} = 8.91 - (0,4 \times 0,5) = 4.92m^2$$

Tableau II.9 : Descente de charge du poteau d'angle

Niveaux	Eléments			G(KN)	Q(KN)
1_1		Surface			
	Acrotère :	(1.695+0.4+0.5+2.265)×0.0685	25	5.9	
	plancher terrasse :	3.84	6.68	25.65	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*1)	5.12	1		5.12
		Total		77.27	5.12
2_2	Venant 1-1			77.27	5.12
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	

	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*1)	4.92	1.50		7.38
	Total			144.49	12.5
3_3	Venant 2-2			144.49	12.5
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.9)	4.92	1.50		6.642
	Total			211.71	19.142
4_4	Venant 3-3			211.71	19.142
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.8)	4.92	1.50		5.904
	Total			278.93	25.05
5_5	Venant 4-4			278.93	25.05
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.7)	4.92	1.50		5.17
	Total			346.15	30.22
6_6	Venant 5-5			346.15	30.22
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	

	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.6)	4.92	1.50		4.43
	Total			413.37	34.64
7_7	Venant 6-6			413.37	34.64
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.5)	4.92	1.50		3.69
	Total			480.59	38.33
8_8	Venant 7-7			480.59	38.33
	Plancher étage :	3.84	5.60	21.50	
	poutre p :	(0,3*0,40*2.265)	25	6.8	
	poutre s :	(0,3*0,35*1.695)	25	4.45	
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	25	15.30	
	Mur ext :	2.66×(1.695+2.265)	1.82	19.17	
	surcharge : (*0.4)	4.92	1.50		2.95
	Total			547.81	41.28

Charge permanente : $G_3 = 547.81\text{KN}$

Charge d'exploitation : $Q_3 = 41.28\text{KN}$

II.2.3.3. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

On prend : $\max \{G_1 Q_1 ; G_2 Q_2 ; G_3 ; Q_3\}$

$$\max \begin{cases} G1 = 972280\text{N} \\ Q1 = 132600\text{N} \end{cases}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

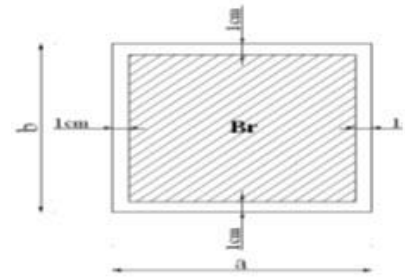
$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$- N_u = 1.35*972280 + 1.5*132600 = 1511478\text{N}$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50:$$

$$\frac{(50)^2}{(50)^2}$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

❖ **Poteau (40×50) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.4} = 18.45 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.5} = 14.76$$

$$\lambda = 18.45 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.820 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2).(50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 28 \text{ MPa}$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 500}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 0.2 \frac{(b+h)}{100} = 0.2 \frac{(400+500)}{100} = 1.8 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (400 \times 500) = 1800 \text{ mm}^2$$

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la vérification de la section de poteau

Niveau	N _u (N)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B _r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition
RDC+7	155278.56	400	1800	1800	182400	3134370,203	vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (40*50)

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{cj}: est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{N_s}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_s}{400 \times 500 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{1104880}{400 \times 500 \times 25} \equiv 0,220$$

$$v = 0,220 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

II.2.3.4. descente des charges sur voile sans ouvertures

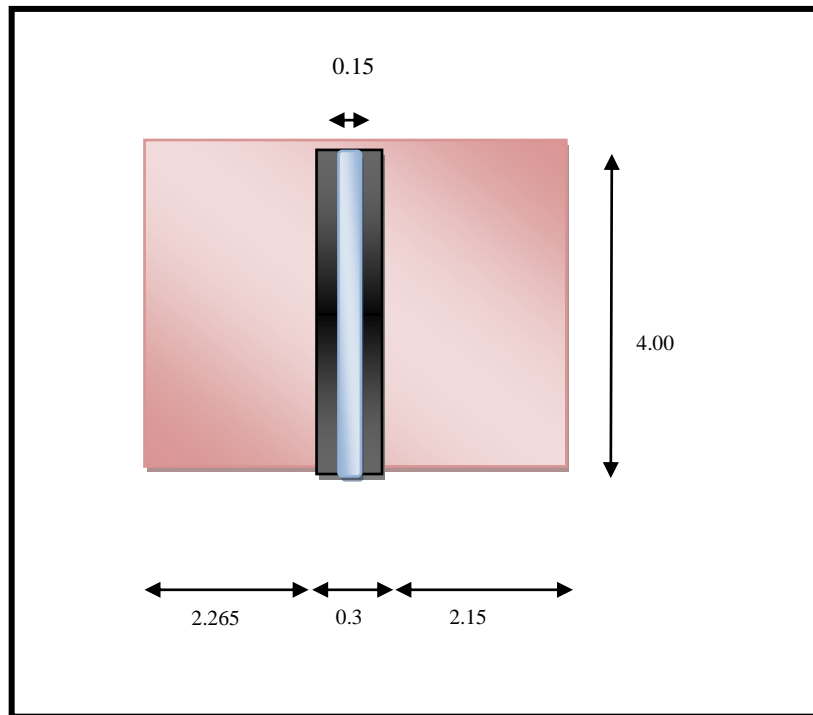


Figure. II.16. La surface afférente par voile intermédiaire

Tableau II.11 : Descente de charge du voile.

Niveaux	Eléments			G(KN)	Q(KN)
1_1	Surface				
	plancher terrasse :	17.66	6.68	117.97	17.66
	Poutre S :	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*1)	17.66	1		
	Total			138.45	
2_2	Venant 1-1			138.45	17.66
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	26.49
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*1)	17.66	1.5		
	Total			257.82	

3_3	Venant 2-2			257.82	44.15
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.9)	17.66	1.5		23.84
	Total				377.19
4_4	Venant 3-3			377.19	67.99
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.8)	17.66	1.5		21.19
	Total				496.56
5_5	Venant 4-4			496.56	89.18
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.7)	17.66	1.5		18.54
	Total				615.93
6_6	Venant 5-5			615.93	107.72
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.6)	17.66	1.5		15.98
	Total				735.3
7_7	Venant 6-6			735.3	123.61
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	
	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.5)	17.66	1.5		13.25
	Total				854.68
8_8	Venant 7-7			854.68	136.86
	Plancher étage :	17.66	5.60	98.89	
	poutre S:	(0,3*0,35*4.00)	25	10.5	

	Voil :	(0,15*2.66)	25	9.98	
	surcharge : (*0.4)	17.66	1.5		10.6
	Total			974.05	147.46

Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35. G + 1,5.Q$

$$P_u = 1,35(974050) + 1,5(147460)$$

$$P_u = 1536157.5 \text{ N}$$

$$A = 150 \times 2660 = 399000 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1536157.5}{399000} = 3.85 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

CHAPITRE 3

Les éléments secondaire

III.1.Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2. L'acrotère

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

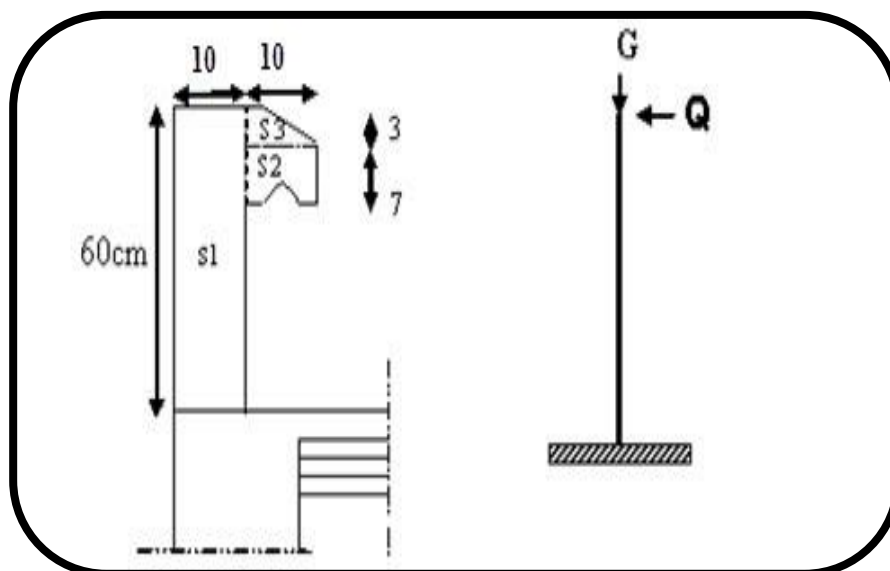


Fig.17. Schéma statique de l'acrotère.

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G = 1712.5 + 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20000 = 1832.5 \text{ N}$$

$$Q = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (F_p : \text{charge sismique})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (III) donc :

$$A = 0.25 \quad \text{selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)}$$

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1832.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

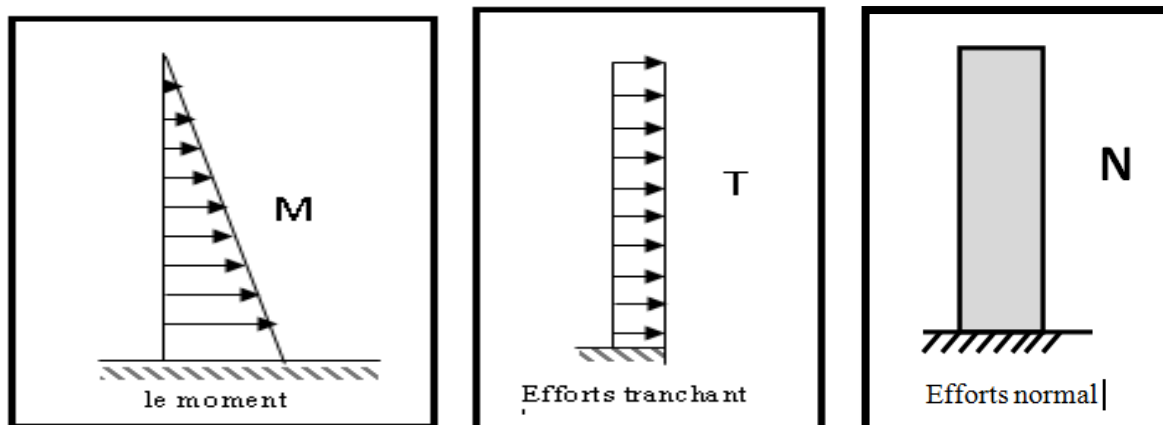


Figure.18. schéma statique de M, N, T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = F_p \times h = 1466 \times 0.6 = 879.6 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1832.5 \text{ N.}$$

$$T = F_p = 1466 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :• **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1832.5 \text{ N/m} \ell ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

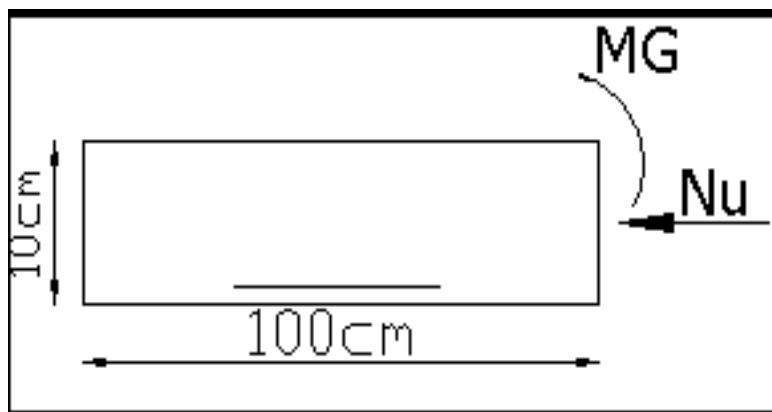
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 879.6 = 1319.4 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1832.5 = 2748.75 \text{ N/m} \ell$$

• **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1832.5 \text{ N/m} \ell$$

$$M_{\text{ser}} = M = 879.6 \text{ N.m} \ell$$

III.2.3. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

• **Armatures longitudinales :**• **E.L.U :****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1319.4}{1832.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.72 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1319.4 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1356.05 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1356.05}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.023$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.991$$

$$A_1^u = \frac{1356.05}{348 \times 0.991 \times 7} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$2A = 0.56 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.507 \text{ cm}^2$$

Tableau III.12 : récapitulatif du résultat de ferrailage obtenu pour L'acrotère

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
1279.25	0.019	0.023	0.991	0.56	0.507

III.2.4.Vérification :

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{72 - 0.455 \times 7}{72 - 0.185 \times 7} \right] = 0.822 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.822 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{879.6}{1832.5} = 0.480 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 879.6 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 916.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{916.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.012 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.013$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1^{ser} = \frac{916.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)

$$A_l \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A^{cal}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}$

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1832.5 \times 1.5 = 2748.75 N$$

$$\tau_u = \frac{2748.75}{1000 \times 70} = 0.039 Mpa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa$$

$$\tau_u = 0,039 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa \dots\dots\dots (\text{condition verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \cdot A^l = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.7. présentation du ferrailage :

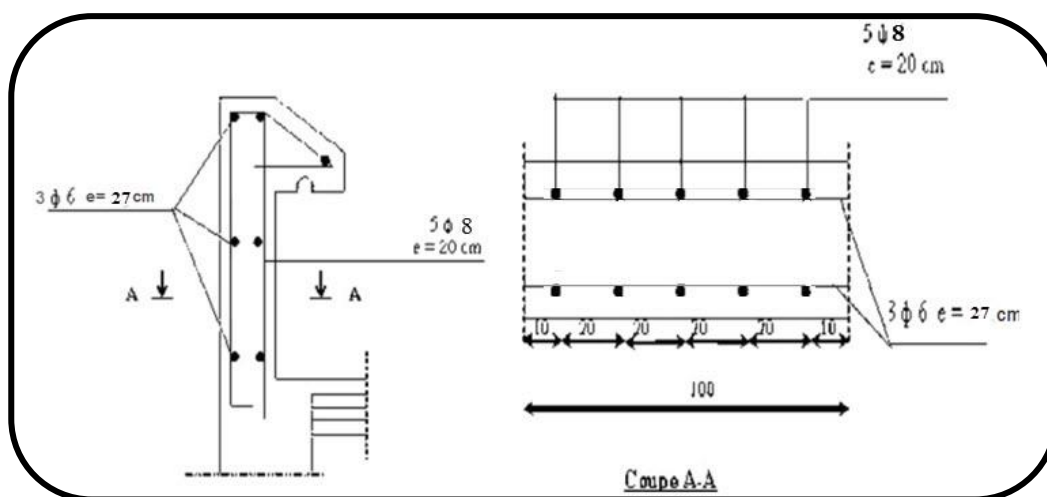


Figure.III.19: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3.LES BALCONS

III.3.1. Étage courant type (1) :

Charge permanente : On a : $G=5040 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

III.3.2. Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 3.06-0,16=2,90\text{m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P=1820 \times 2,90=7540\text{N/m}$$

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 1,35 \times 7540 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_u = 18489,6 \text{ N.m.}$$

$$2T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,10 + 1,35 \times 7540$$

$$\rightarrow T_u = 23438,4 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (5040+3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 7540 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 13460,7\text{N.m}$$

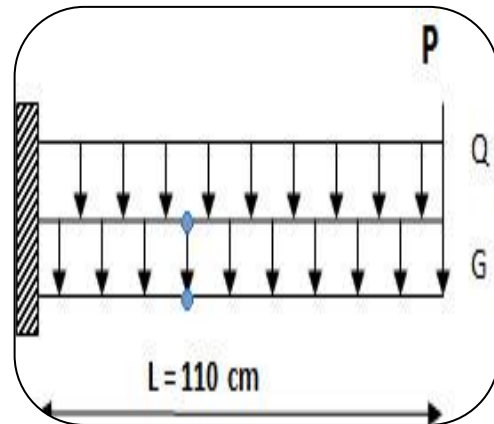


Figure.III.20.Schéma statique des charges de balcon.

III.3.3. Calcul du ferrillage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrillage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18489,6}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,066 < \mu \ell = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$= 0,066 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18489,6}{348 \times 0,966 \times 14} = 3,93 \text{ cm}^2$$

III.3.3.1. Vérification :

- **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.14\frac{2,1}{400} = 1,69\text{cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.16 = 1,6\text{cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 23438,4 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{23438,4}{1000 \times 140} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18489,6}{13460,7} = 1,37$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_L) = \max(3,93; 1,69; 1,6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Espaceement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

soit : $S_L = 25 \text{ cm}$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

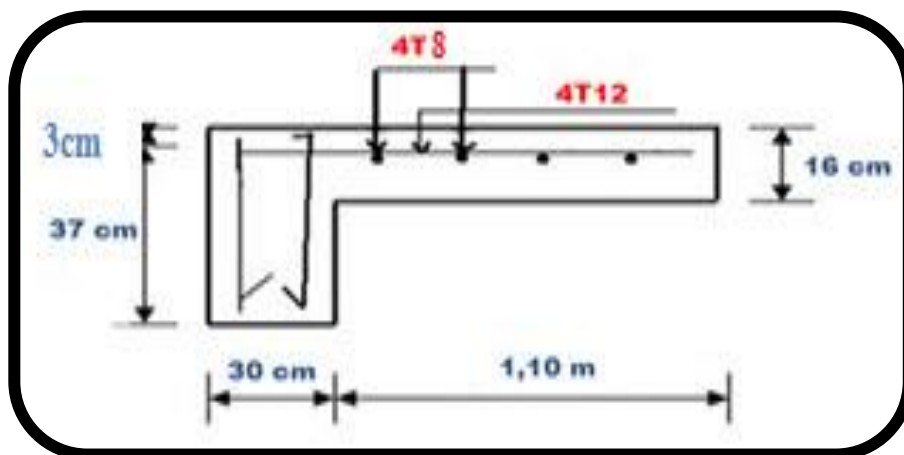
$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 25 \text{ cm.}$ **III.3.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)**

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.011 (\text{c. v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.8. Ferrailage des balcons :**Fig.III.21:** Plan de ferrailage du balcon .

III.4. L'escalier**III.4.1.Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

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

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3.Evaluation des charges :

- ◆ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

- Charges et surcharges des escaliers :

A. Palier:

Tableau III.13 : Descente de charge du palier

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	559	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

B. Paillasse:**Tableau III.14 :** Descente de charge du paillasse

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges(kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,15/ cos α	445
Enduit ciment	2000	0,02	40

G =	756	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

◆ Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500$ N/ml

➤ **Combinaisons d'action :**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13956
ELS	8090	10060

➤ La charge équivalente

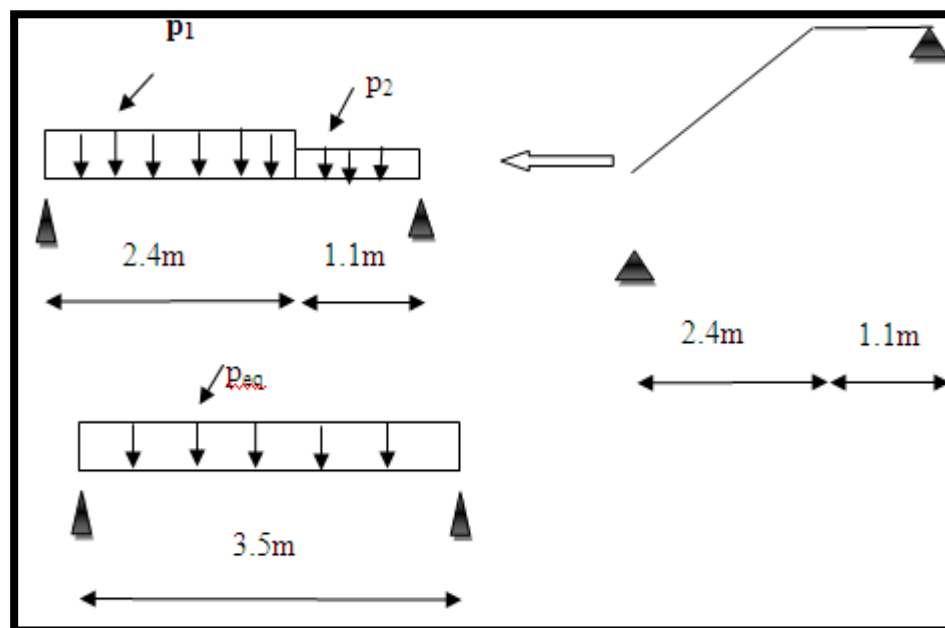


Figure.III.22 : schéma des charges équivalentant

-La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

-Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif du résultat de sollicitation obtenu pour Les escalier

	P_{eq} (N/mℓ)	M_o (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	T_u (N)
ELU	13120.16	20090.25	6027.08	17076.71	22960.28
ELS	9440.86	14456.32	4336.90	12287.87	16521.51

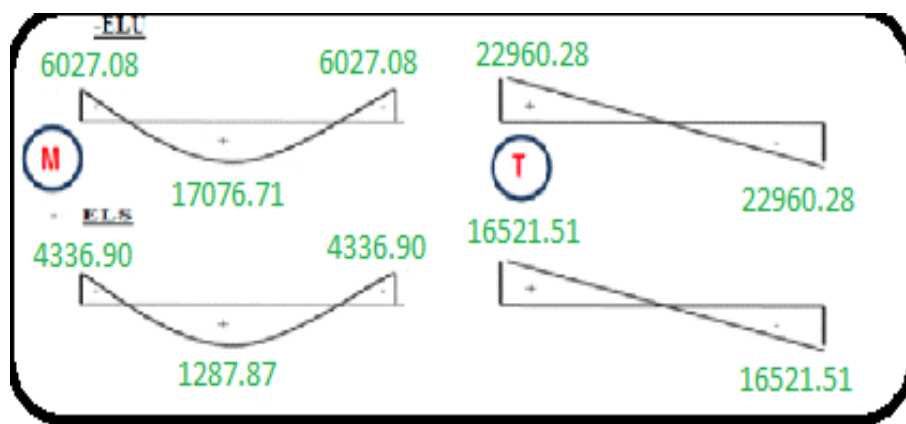


Figure.III.22: schéma des moments et l’effort tranchant de l’escalier

III.4.4.Calcul de ferrailage :

III.4.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_\ell = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$L' \text{enrobage : } c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} = 1.0 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.16: Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage obtenu pour les escalier ELU

	M_u (N.m)	μ	α	β	A cal (cm²)
Travée	17076.71	0,0712	0,092	0,963	3.91
Appuis	6027.08	0,0251	0,0317	0,987	1.35

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif de la vérification à l'ELS d'escalier

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	17076.71	12287.87	1,39	25	0,445	vérifier
Sur appuis	6027.08	4336.90	1,39	25	0,445	vérifier

condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

- $A^1_{min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$

- $A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

- $A^2_{min} \geq 0,001.b.h$

- $A^2_{min} \geq 0,001.100.15 = 1.5\text{cm}^2$ Donc : $A = \max (A_u ; A_{min})$

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif de résultat de section d'armature

	A_u (cm ²)	A^1_{min} (cm ²)	A^2_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1,35	1,569	1,5	1.569	2,01=4HA8
Travée	3.91	1,569	1,5	3.91	5.65=5HA12

III.4.4.2.les armatures de répartitions :

Tableau III.18 : Tableau récapitulatif de résultat d'armature de répartition

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	3.91	0.9825	2.01 cm ² =4HA8
Appuis	2,01	0,5025	2.01 cm ² =4HA8

$A_t = A_l / 4$

III.4.5.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

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

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.4.6.vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22960.28}{1000 \times 130} = 0,176$$

$$= 0,176\text{MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

III.4.7.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0,0429 < 0,085 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifié)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{Fe} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \cdot 13} = 0,003 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0,0429 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifié)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

Δf_t : la flèche totale

j : la charge permanente avant mise en place des cloisons. **g** : la charge permanente après mise en place des cloisons.

p : la charge totale (**p = g + charges d'exploitation**).

f_{gi}, f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Avec : $f_{adm} = L / 500$ pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus

III.4.8.Evaluation des charges :BAEL 91 (art B.6.5,2)

▪ Position du l'axe neutre :

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 5,08(13 - y)$$

$$= 50y^2 + 76,2 y - 990,6 = 0$$

La racine positive donne $y = 3,75$ cm

▪ Moment d'inertie

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = (100 \times 3,75^3)/12 + 15 \times 3,93(13 - 3,75)^2$$

$$I = 5483,36 \text{ cm}^4$$

▪ Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.93}{100 \cdot 13} = 0,003$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3) \times 0,003} = 7,00$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \lambda_v = 2,8 \rightarrow$$

III.4.9. Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5590 \times 1,6) + (7560 \times 2,4)}{2,4 + 1,1} = 7739,43 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle, pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{((4450 + 1870) \times 2,4) + (3500 \times 1,6)}{2,4 + 1,1} = 5933,71 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 7739,43 + 2500 = 10239,43 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7739,43 \times (3,5)^2}{8} = 15478,86 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5933,71 \times (3,5)^2}{8} = 9086 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{10239,43 \times (3,5)^2}{8} = 15679,13 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15 M_g = \frac{(13-3,75)}{5483,36} \times 15 \times 15478,86 = 391,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mj = \frac{(13-3,75)}{5483.36} \times 15 \times 9086 = 229.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mp = \frac{(13-3,75)}{5483.36} \times 15 \times 10239.43 = 259.10 \text{ Mpa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.003$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 391.67 + 2,1} = 0.46$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 229.91 + 2,1} = 0,24$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 259.10 + 2,1} = 0,29$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 5483.36) / (1 + 2,8 \times 0,46) = 2636.23 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 5483.36) / (1 + 7 \times 0,46) = 1429.31 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 5483.36) / (1 + 7 \times 0,24) = 2250.63 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 5483.36) / (1 + 7 \times 0,29) = 1990.66 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 15478.86 \times (350)^2 / 10 \times 10818,87 \times 2636.23 = 6.65 \text{ mm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 15478.86 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1429.31 = 4.12 \text{ mm} .$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 9086 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 2250.63 = 1.53 \text{ mm} .$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 15679.13 \times (350)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1990.66 = 3.00 \text{ mm} .$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 6.65 - 4.12 - 1.53 + 3.00 = 4.00 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_t = 4.00 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 3500 / 500 = 7,00 \text{ mm}.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

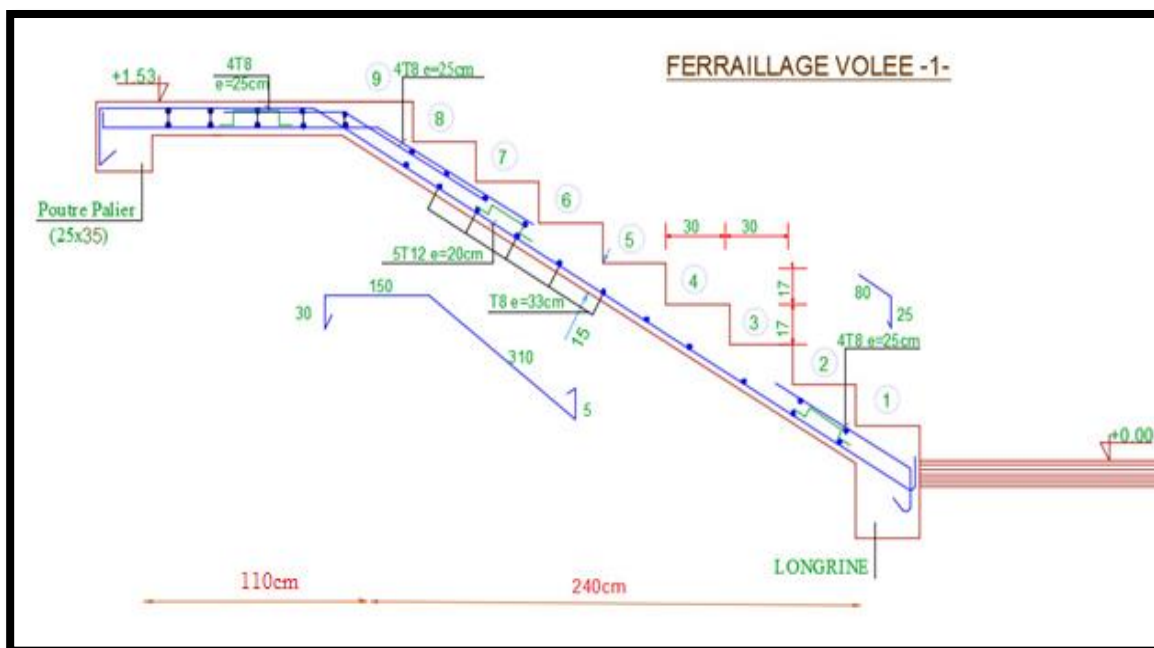


Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.Poutre Palière

III.5.1.Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.5.2.Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30\text{cm}$; Donc on prend $h = 35\text{cm}$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 25\text{cm}$

D'après le RPA : - $b \geq 20\text{cm}$ (vérifie)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 35)\text{cm}^2$

III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18\text{KN} / \text{ml}$

- poids du mur : $2,66 \times 1,82 = 4,84 \text{KN/ml}$

- Poids de plier:

$$G=5.59\text{KN/m}^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p=7,56\text{KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$ donc les charges sont :

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{pu} = 7,56 \times 1 = 7,56\text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,1 + 7,56 \times 2,4}{2} + 2,18 + 4,84 = 19.16\text{KN} / \text{ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

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

$$\text{- À l'ELU : } P_U = 1,35 \times 19.16 + 1,5 \times 2,5 = 29.62\text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{- À l'ELS : } P_{ser} = 19.16 + 2,5 = 21.66\text{KN} / \text{ml}$$

III.5.4.Ferraillage (ELU) :

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{29.62 \times 4.00^2}{24} \Rightarrow 19.75\text{KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{29.6 \times 4.00^2}{12} \Rightarrow 38.88\text{KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{29.16 \times 4.00}{2} \Rightarrow 58.32\text{KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19750}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,051 < \mu_{lu} = 0,392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,972$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19750}{348 \times 0.972 \times 33} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

4HA12 avec $A_s = 4,52\text{cm}^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{38880}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,100$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,100}) = 0,132$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,946$$

$$A = \frac{Mua}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{38880}{348 \times 0,946 \times 33} = 3,57 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 23,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{21,66 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 14,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{21,66 \times 4,00^2}{12} \Rightarrow 28,88 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{21,66 \times 4,00}{2} \Rightarrow 43,32 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19,75}{14,44} = 1,35$$

$$\alpha = 0,069 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0,425$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38,88}{28,88} = 1,35$$

$$\alpha = 0,144 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0,425$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.996 \text{ cm}^2.$$

❖ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 35 = 0,875 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A'_{\min} \geq 0,875 \text{ cm}.$$

❖ **Pourcentage minimale : RPA99 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

Tableau III.19 : Tableau récapitulatif de résultat de section d'armature

Elément	A_{cat}	$A_{\min} \text{ cm}^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}	A_{adop}
Appui	3.57	0.996	0.875	4.375	4.375	3HA14=4.62
Travée	4.52	0.996	0.875	4.375	4.375	3HA14=4.62

III.5.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{58.32}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 706,91 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,707 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,767 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 ($1,01 \text{ cm}^2$)

• $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$, Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$).

-vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 8,25 \succ A_s = 4,37 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

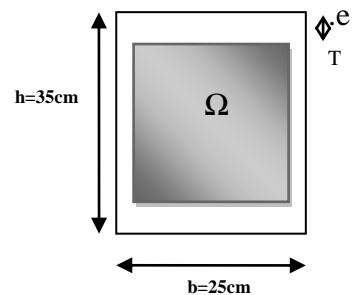
Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 6027,08 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{6027,08}{2 \times 642,70 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif de résultat d'armature longitudinale

Section	Flexion	Torsion	$A_T (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	Barres
Appuis	3,57	$\frac{1,39}{2} = 0,70$	4,27	4,375	5,75	2T16=6.03
Travée	1,89	$\frac{1,39}{2} = 0,70$	2,60	4,375	5,75	2T16=6.03

$$A_t = \frac{103,36 \times 6027.08}{2 \times 642,70 \times 348} = 1,39 cm^2$$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{6027.08}{2 \times 642,7 \times 348} = 0,013 cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 cm^2$

III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

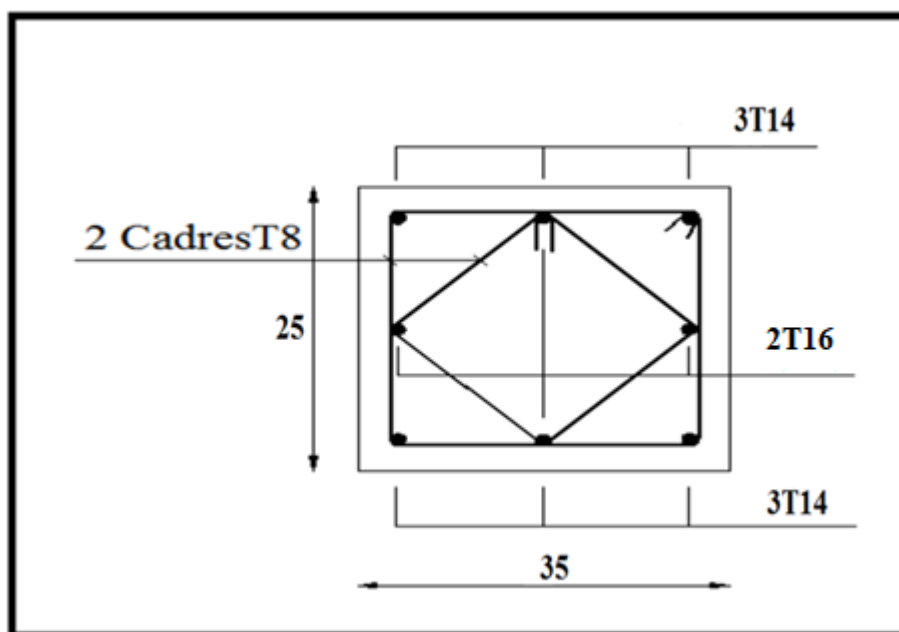


Fig. III. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etudes Des Planchers

III.6.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x24x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.6.2. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.6.3. Calcul des poutrelles :

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

III.6.4. Calcul des moments:

a. Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

b. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire

c. Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 24 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

III.6.5. Les combinaison d'action :

- **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente = $G = 5600 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

- **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente : $G = 6680$

Surcharge : $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

➤ **E.L.U**

$$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5600 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6376,5$$

$$P_{uEC} = 6376,5 \text{ N/ml}$$

$$P_{uTerrasse} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6680 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6836,7$$

$$P_{uTerrasse} = 6836,7 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S**

$$P_{SEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5600 + 1500) \times 0,65 = 4615$$

$$P_{SEC} = 4615 \text{ N/ml}$$

$$P_{\text{Terrasse}} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6680 + 1000) \times 0,65 = 4992$$

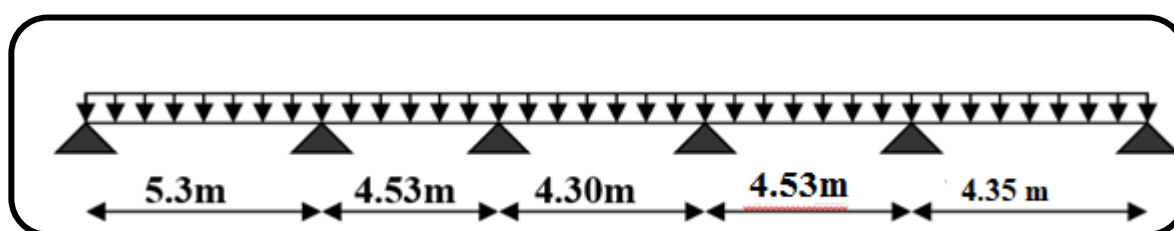
$$P_{\text{Terrasse}} = 4992 \text{ N/ml}$$

Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est *la méthode forfaitaire* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

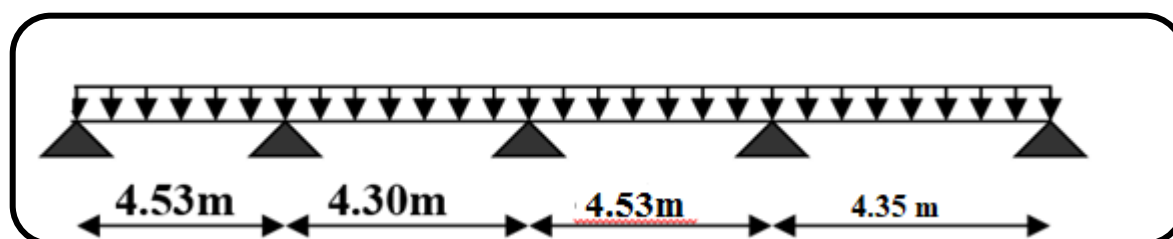
III.6.6. Calcul des planchers à corps creux type 1

Nous avons deux types des poutres continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

Type 1- poutre repose sur 6 appuis :



Type 2- poutre repose sur 5 appuis :



- $1000 \leq 2 \times 6680 = 13360 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante.(condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad (\text{condition.vérifier})$$

- Fissuration non préjudiciable.(condition vérifier)

III.6.7. Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant a droite de la travée

T_g = l'effort tranchant a gauche de la travée

III.6.8. Détermination des sollicitations :

III.6.8.1. Plancher terrasse :

Tableau.III.20. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU :

Ma	A*0.2	B*0.5	C*0.4	D*0.4	E*0.5	F*0.2
	M_{0AB}	M_{0BC}	M_{0CD}	M_{0DE}	M_{0EF}	M_{0EF}
Valeur	4801.07	8768.45	6320.53	7014.76	8085.47	3234.19

Tableau.III.21. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELS :

Ma	A*0.2	B*0.5	C*0.4	D*0.4	E*0.5	F*0.2
	M_{0AB}	M_{0BC}	M_{0CD}	M_{0DE}	M_{0EF}	M_{0EF}
Valeur	3505.63	6402.52	4615.10	5122.02	5903.83	2361.53

Tableau.III.22. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :

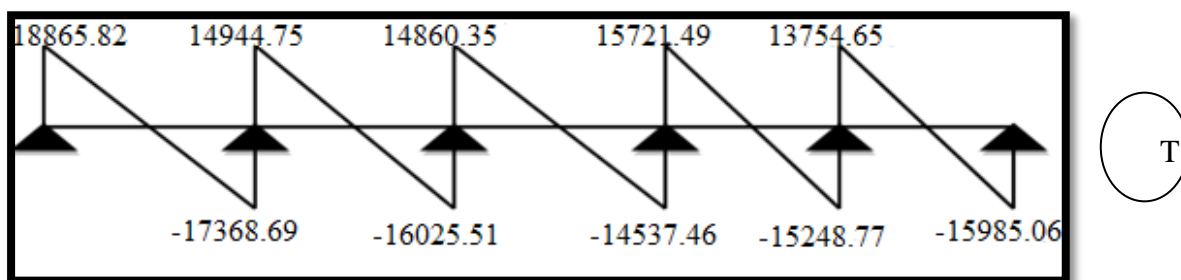
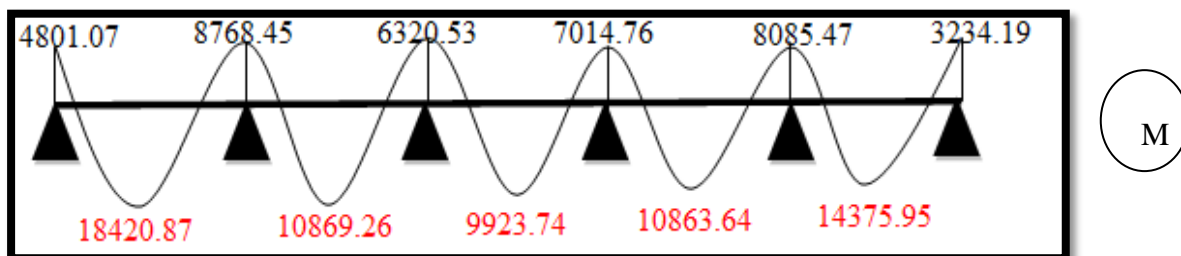
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	5.3	4,53	4.30	4,53	4,35
Pu(N)	6836.7	6836.7	6836.7	6836.7	6836.7
M0(N.M)	24005.36	17536.90	15801.32	17536.90	16170.93
Mg(N.M)	4801.07	8768.45	6320.53	7014.76	8085.47
Md(N.M)	8768.45	6320.53	7014.76	8085.47	3234.19
α	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
Mt(N.M)	18420.87	10869.26	9923.74	10863.64	14375.95
Tg(N)	18865.82	14944.75	14860.35	15721.49	13754.65
Td(N)	-17368.69	-16025.51	-14537.46	-15248.77	-15985.06

Tableau.III.23. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	5.3	4.53	4.30	4.53	4.35
Ps(N)	4992	4992	4992	4992	4992
M0(N.M)	17528.16	12805.04	11537.76	12805.04	11807.84
Mg(N.M)	3505.63	6402.52	4615.10	5122.02	5903.83

Md(N.M)	6402.52	4615.10	5122.02	5903.83	2361.53
α	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
Mt(N.M)	16763.32	7936.48	7246.09	7932.36	10497.23
Tg(N)	13775.38	10912.31	1058.69	11479.46	10043.28
Td(N)	-12682.22	-11701.45	-11030.59	-11134.30	-11671.92

ELU :



ELS :

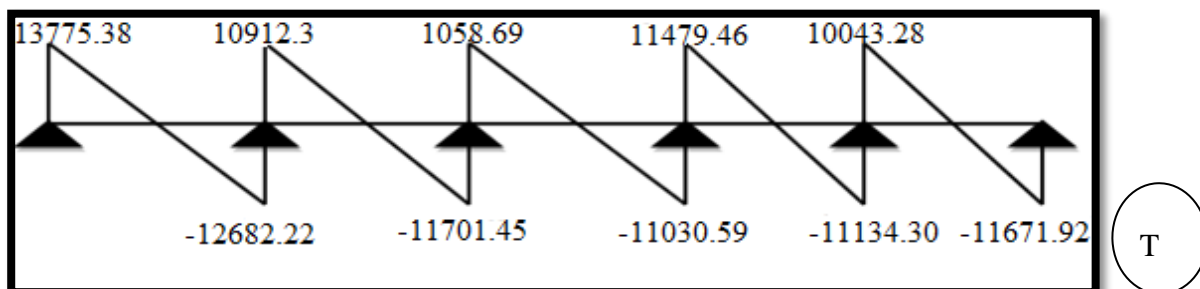
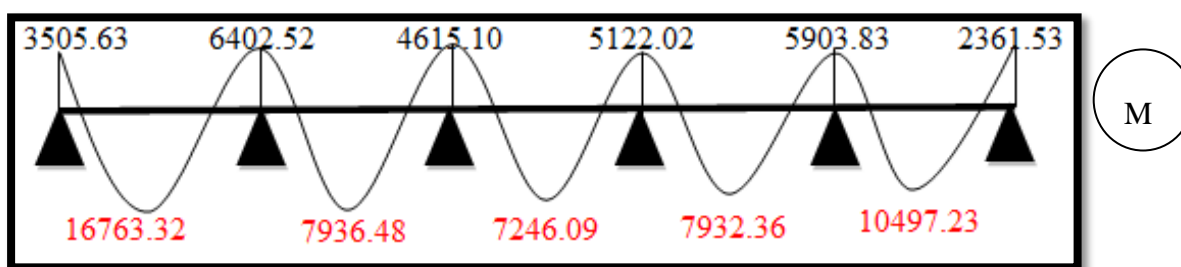


Fig.III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse

III.6.8.2. Planchers étagé courant :

- $Q=1500 \text{ N}$; $G=5600 \text{ N}$
 $1500 \leq 2 \times 5600 = 11200 \text{ N}$ (condition vérifier)

$$Q \leq (2.G ; 5000 \text{ N/m}^2).$$

- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25 \quad (\text{condition. vérifier})$$

Fissuration non préjudiciable.

Tableau.III.24. récapitulatif pour Les moments' sur appuis ELU :

Ma	A*0.2	B*0.5	C*0.4	D*0.4	E*0.5	F*0.2
	M_{0AB}	M_{0BC}	M_{0CD}	M_{0DE}	M_{0EF}	M_{0EF}
Type	4477.90	8178.22	5895.08	6542.58	7541.21	3016.48

Tableau.III.25. récapitulatif pour Les moments' sur appuis ELS :

Ma	A*0.2	B*0.5	C*0.4	D*0.4	E*0.5	F*0.2
Type	3240.88	5919.00	4266.57	4735.20	5457.96	2183.18

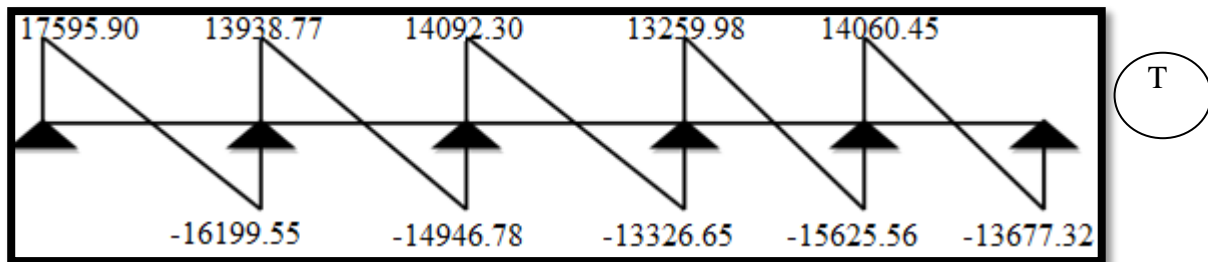
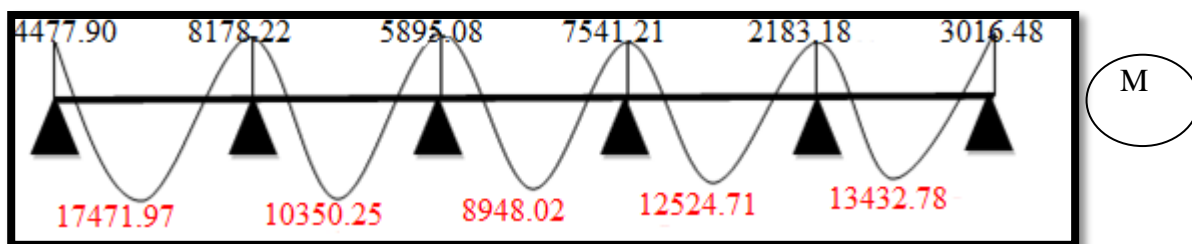
Tableau.III.26. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	5.3	4.53	4.3	4.53	4.35
Pu(N)	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5
M0(N.M)	22389.49	16356.44	14737.69	16356.44	15082.42
Mg(N.M)	4477.90	8178.22	5895.08	7541.21	2183.18
Md(N.M)	8178.22	5895.08	7541.21	2183.18	3016.48
α	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
Mt(N.M)	17471.97	10350.25	8948.02	12524.71	13432.78
Tg(N)	17595.90	13938.77	14092.30	13259.98	14060.45
Td(N)	-16199.55	-14946.78	-13326.65	-15625.56	-13677.32

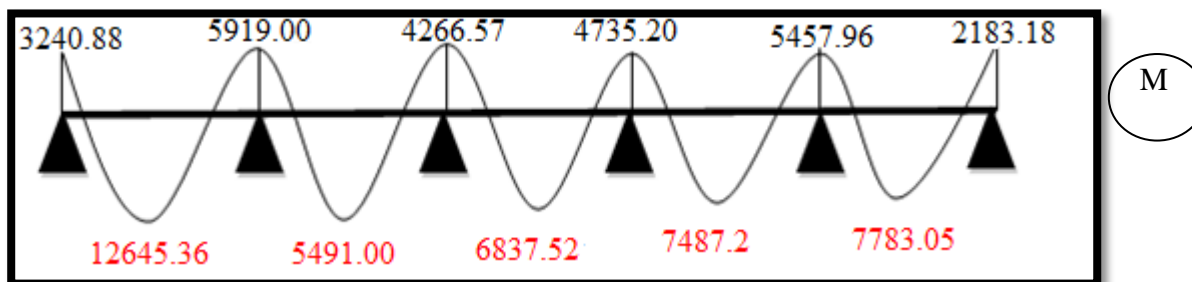
Tableau.III.27. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	5.3	4.53	4.3	4.53	4.35
Ps(N)	4615	4615	4615	4615	4615
M0(N.M)	16204.42	11837.99	10666.42	11837.99	10915.92
Mg(N.M)	3240.88	5919.00	4266.57	4735.20	5457.96
Md(N.M)	5919.00	4266.57	4735.20	5457.96	2183.18
α	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
Mt(N.M)	12645.36	5491	6837.52	7487.2	7783.05
Tg(N)	12735.06	10088.20	10031.23	10612.52	9284.80
Td(N)	-11724.44	-10817.75	-9813.27	-10293.43	-10790.45

ELU :



ELS :



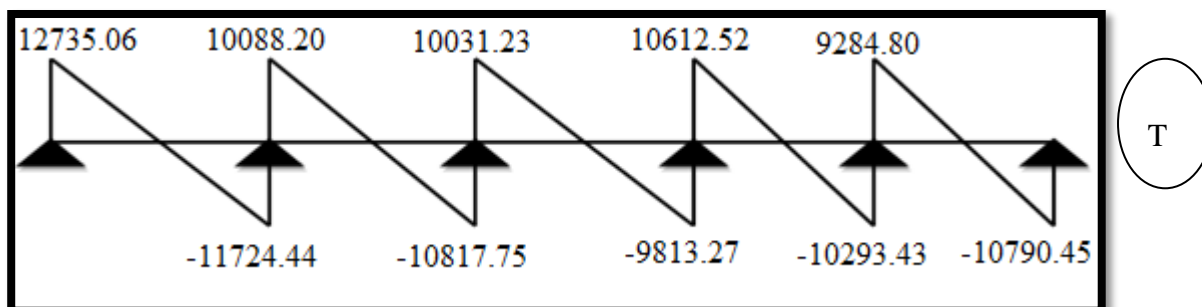


Fig.III.26 : Diagramme des moments et les efforts tranchants au Niveau plancher étage courant

III.6.11.Plancher terrasse type 2 :

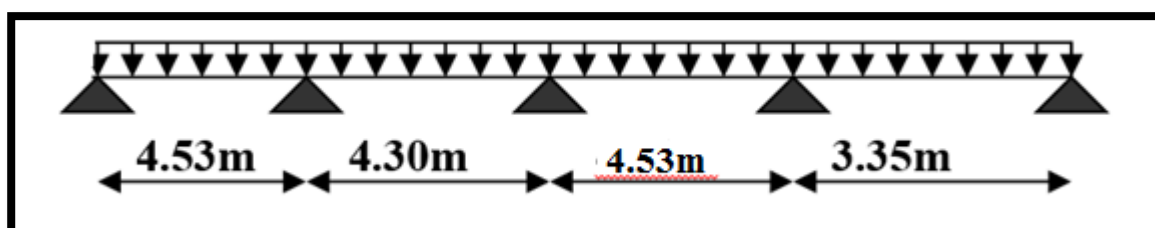


Tableau.III.28. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU :

Ma	A'*0.2 M _{0AB}	B'*0.5 M _{0BC}	C'*0.4 M _{0CD}	D'*0.5 M _{0DE}	E'*0.2 M _{0DE}
Valeur	3507.38	7900.66	7014.76	8085.47	3234.19

Tableau.III.29. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELS :

Ma	A'*0.2 M _{0AB}	B'*0.5 M _{0BC}	C'*0.4 M _{0CD}	D'*0.5 M _{0DE}	E'*0.2 M _{0DE}
Valeur	2561.01	5768.88	5122.02	5903.82	2361.53

Tableau.III.30. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :

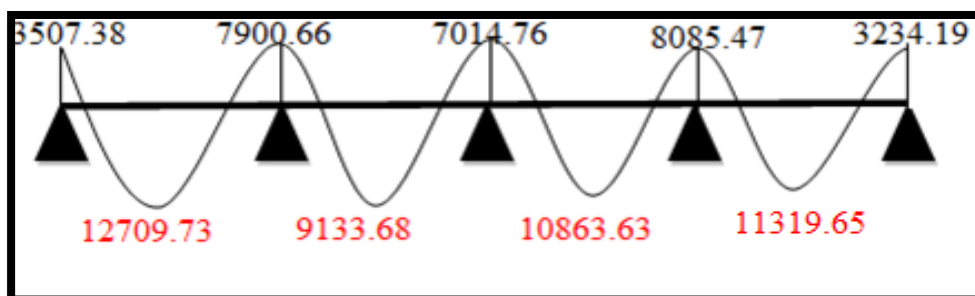
Travée	A'B'	B'C'	C'D'	D'E'
L(m)	4.53	4,3	4.53	4,35
Pu(N)	6836.7	6836.7	6836.7	6836.7
M0(N.M)	17536.90	15801.32	17536.90	16170.93
Mg(N.M)	3507.38	7900.66	7014.76	8085.47
Md(N.M)	7900.66	7014.76	8085.47	3234.19
α	0.13	0.13	0.13	0.13

Mt(N.M)	12709.73	9133.68	10863.63	11319.65
Tg(N)	16454.94	14492.88	15721.49	13754.59
Td(N)	-14515.31	-14904.93	-15248.77	-15985.06

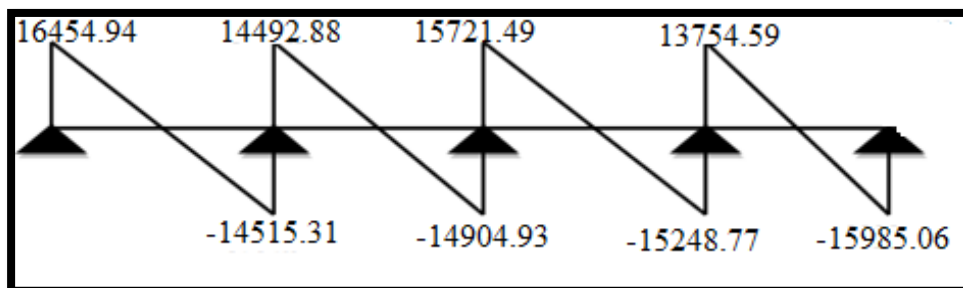
Tableau.III31. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :

Travée	A'B'	B'C'	C'D'	D'E'
L(m)	4.53	4.3	4.53	4.35
Ps(N)	4992	4992	4992	4992
M0(N.M)	12805.04	11537.76	12805.04	12807.64
Mg(N.M)	2561.01	5768.88	5122.02	5903.82
Md(N.M)	5768.88	5122.02	5903.82	2361.53
α	0.13	0.13	0.13	0.13
Mt(N.M)	9280.35	6669.20	7932.37	9315.35
Tg(N)	12015.02	10582.37	11479.46	10043.28
Td(N)	-10598.74	-10883.23	-11134.30	-1671.92

ELU :



M



T

ELS :

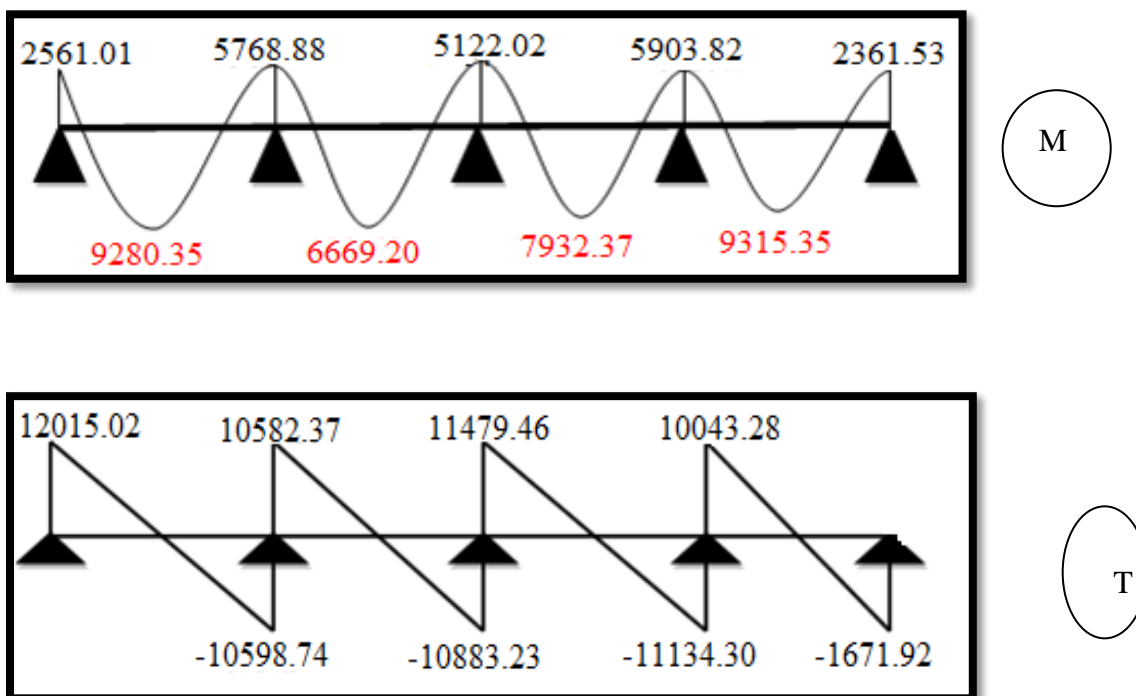


Figure.III.27. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse

III.6.11.2. Planchers étagé courant :

- $Q=1500\text{ N}$; $G=5600\text{ N}$
 $1500 \leq 2 \times 5600 = 11200\text{ N}$ (conditions vérifiées)
 $Q \leq (2.G ; 5000\text{N/m}^2)$.
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25 \quad (\text{Condition. Vérifier})$$

Fissuration non préjudiciable. (condition vérifier)

Tableau.III.32. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU

Ma	A'*0.2 M _{0AB}	B'*0.5 M _{0BC}	C'*0.4 M _{0CD}	D'*0.5 M _{0DE}	E'*0.2 M _{0DE}
Type	3271.29	7368.85	6542.58	7541.21	3016.48

Tableau.III.32. récapitulatif pour Les moments isostatiques sur appuis ELU

Ma	A'*0.2	B'*0.5	C'*0.4	D'*0.5	E'*0.2
Type	2367.60	5333.21	4735.20	5457.96	2183.18

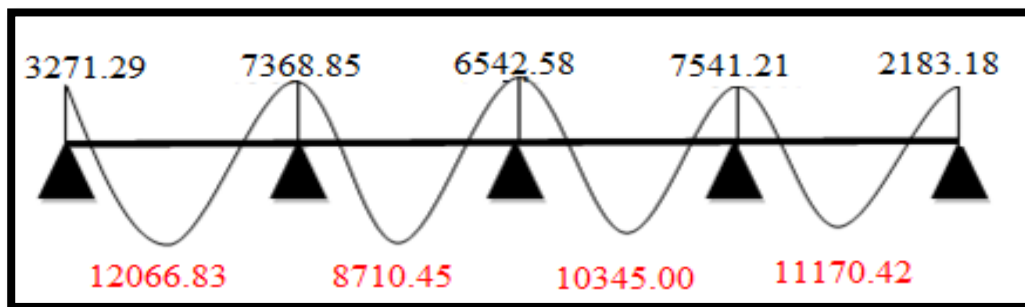
Tableau.III.33. récapitulatif pour Les moments en travées ELU :

Travée	A'B'	B'C'	C'D'	D'E'
L(m)	4.53	4.3	4.53	4.35
Pu(N)	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5
M0(N.M)	16356.44	14737.69	16356.44	15082.42
Mg(N.M)	3271.29	7368.85	6542.58	7541.21
Md(N.M)	7368.85	6542.58	7541.21	2183.18
α	0.21	0.21	0.21	0.21
Mt(N.M)	12066.83	8710.45	10345.00	11170.42
Tg(N)	15347.31	13517.32	14663.22	12637.16
Td(N)	-13538.23	-13901.63	-14222.32	-15100.62

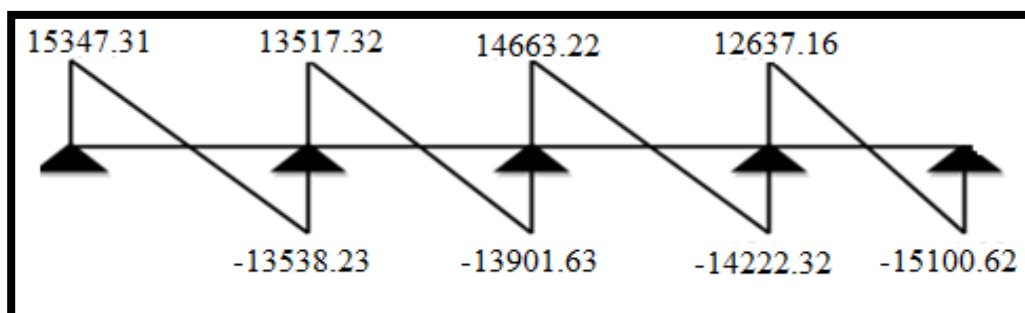
Tableau.III.34. récapitulatif pour Les moments en travées ELS :

Travée	A'B'	B'C'	C'D'	D'E'
L(m)	4.53	4.3	4.53	4.35
Ps(N)	4615	4615	4615	4615
M0(N.M)	11837.99	10666.42	11837.99	10915.92
Mg(N.M)	2367.60	5333.21	4735.20	5457.96
Md(N.M)	5333.21	4735.20	5457.96	2183.18
α	0.21	0.21	0.21	0.21
Mt(N.M)	8733.38	6304.20	7937.20	7783.05
Tg(N)	11107.64	9783.18	10612.52	9284.80
Td(N)	-9798.31	-10061.32	-10293.43	-10790.45

ELU :

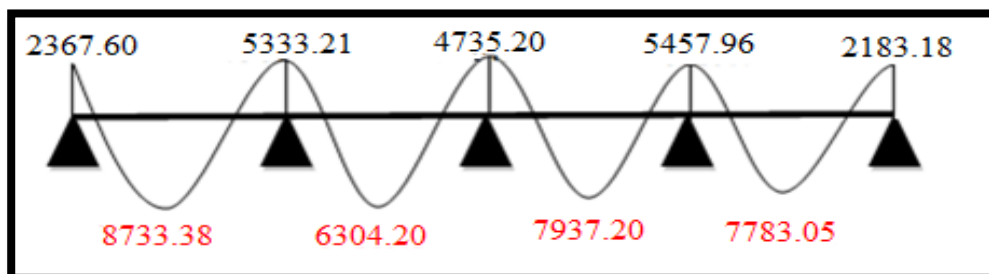


M

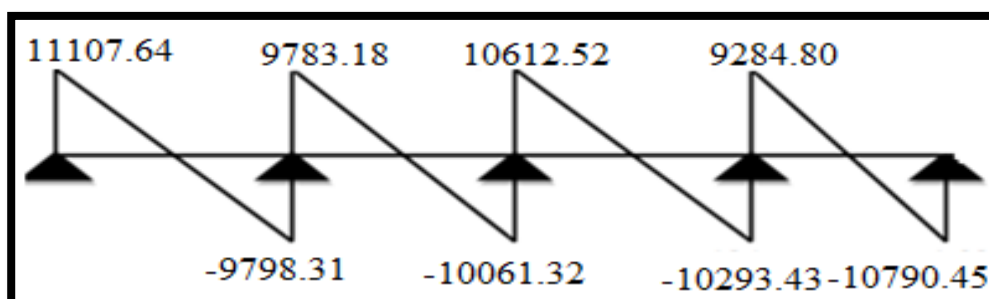


T

ELS :



M



T

Fig.III.28. Diagramme des moments et les efforts tranchants au Niveau plancher étage courant

III.6.11.3. Calcul du Ferrailage :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$
 $h = 24\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$

- l'enrobage :

$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$.

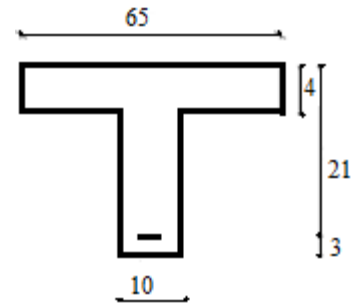
$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2.4\text{ cm}$ (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2\text{ cm}$

* Donc on adopte $C = 3\text{cm}$.

$\rightarrow d = h - c = 24 - 3 = 21$



$d = 21\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$

E.L.U.E.L.S

$M_{\max(\text{appui})} = 8768.45\text{N.m}$
 $M_{\max(\text{travée})} = 18420.87\text{N.m}$
 $T_{\max} = 18865.82\text{N}$; $T_{\max} = 13775.38\text{N}$

$M_{\max(\text{appui})} = 6402.52\text{N.m}$
 $M_{\max(\text{travée})} = 16763.32\text{N.m}$

Les armatures longitudinales :

• **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (21 - (4/2)) = 70148\text{ N.m}$

$M_t^{\max} = 18420.87\text{N.m} \leq M_0 = 70148\text{ N.m}$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{18420.87}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.045 < \mu_l = 0.392$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0.045 \Rightarrow \alpha = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18420.87}{348 \times 0,985 \times 21} = 2.56 \text{ cm}^2$$

- **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

Tableau III.34 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de plancher a ELU

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	B	A (cm²)
8768.45	0,14	0,392	0.13	0.948	1.27

-E. L. S :

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.35 : Tableau récapitulatif de la vérification de plancher a ELS

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	2.56	18420.87	16763.32	1.1	25	0.30	Condition vérifié
Sur Appui	1.27	8768.45	6402.52	1.37	25	0.44	Condition vérifié

- **Condition de non fragilité :** BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{r_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{a \min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25$$

- **Pourcentage minimal :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2$.

Tableau III.36 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de plancher

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop (cm ²)
Travée	2,56	1,65	1,56	2,56	2HA14 = 3.08
Appuis	1,27	0,25	0,24	1,27	1HA14= 1.54

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$$

Diamètre minimale Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6.86; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 8mm$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **.Vérification de l'effort tranchant :** BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 18865.82$$

$$\tau_u = \frac{18865.82}{100 \times 210} = 0,90 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne),

donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0,20. (25/1,5) ; 5\text{Mpa}] = \min (3,333 ; 5\text{Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,90 \leq \bar{\tau}_\mu = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{c v})$$

Espacement des cadres St: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\bullet S_{t1} \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) = \min (18,9; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 18,9 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 1,01 \times 235 / 0,4 \times 10 = 59,34 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 1,01) / [10 \times 1,15 (0,9 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 68,80 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min (18,9 ; 59,34 ; 68,8) \rightarrow S_t = 18,9 \text{ cm}$$

Alors on prend : $S_t = 18 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 18 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 18,9 \text{ cm.}$

$$T_u = 18865,82$$

$$T_u = 18865,82 \leq 0,267 \times 18,9 \times 10 \times 100 \times 25 = 126,16 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{18865,82}{400} = 54,24 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 54,24 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

- **Vérification de la flèche :** BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\frac{1}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{530} = 0,045 \geq 0,0444 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{f_{Fe}} \Rightarrow \frac{3,08}{65 \times 21} = 0,0022 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 500$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65$ cm

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,41 / 2 = 0,71$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$$

***Espacement** :

$$S_t \leq 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

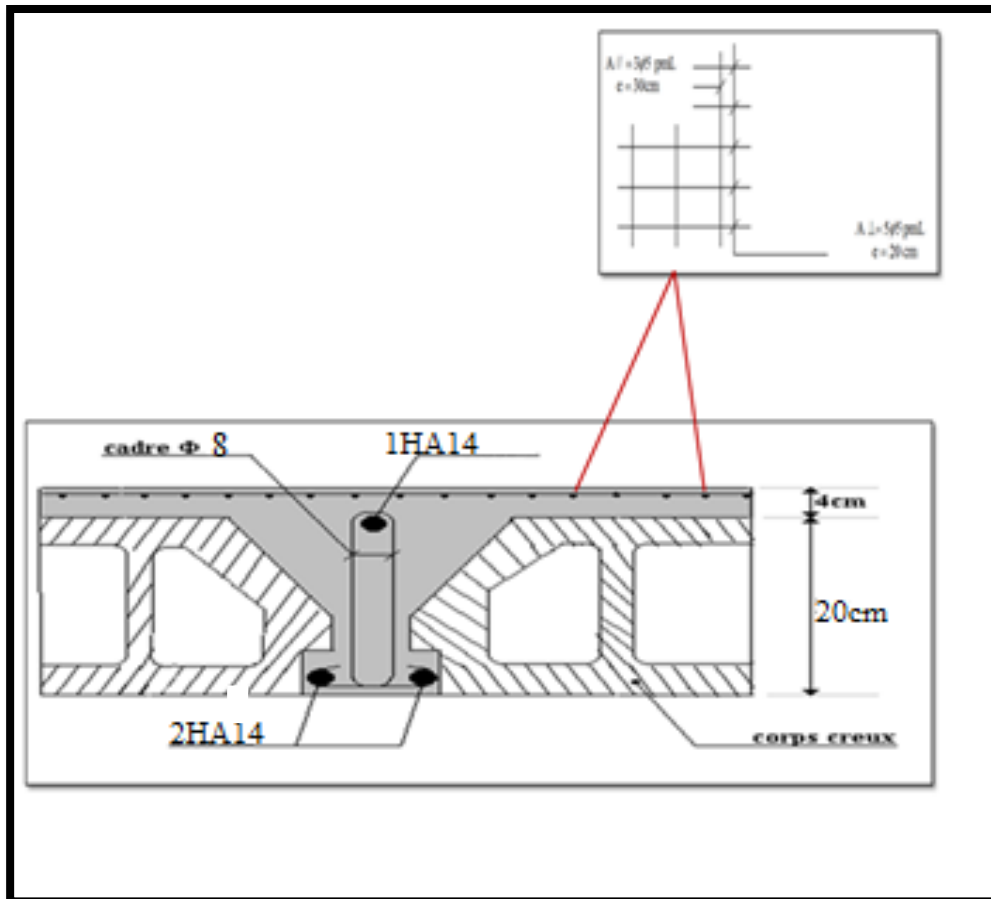


Figure.III.29. Ferrailage des planchers.

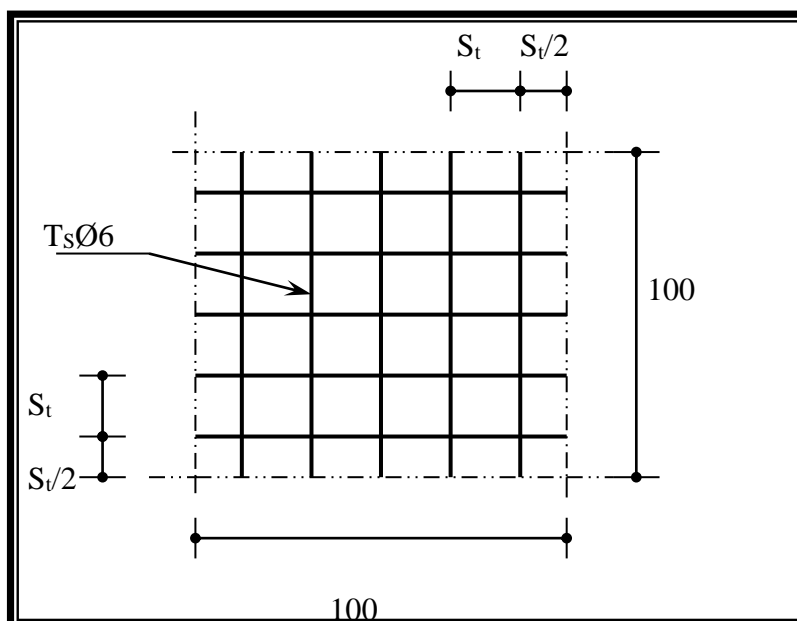


Figure .III.30 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-7 : L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique servant à déplacer verticalement ou horizontalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace avec des glissières dans la cage d'ascenseur munie d'une d'un dispositif électrique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur électrique sans salle des machines type 1000 d'après le DTU 75.1 et pour le besoin d'architecte.

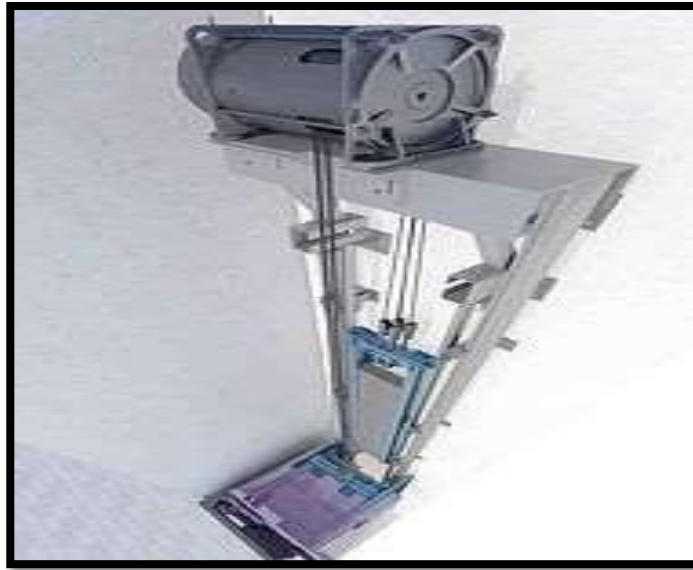


Figure.III.30.ascenseur électrique

III.7.1. Les avantages de système d'un ascenseur sans salle de machine:

- Occupe moins de place.
- Facile à appliquer au chaque type de bâtiment.
- 40% pour cent d'énergie a sauver.
- Elimine la pollution sonore.
- Extrêmement silencieux, fiable et exempt de vibrations.
- Aucune charge supplémentaire à la charge statique du bâtiment.

III Les dimensions d'ascenseur :

$$A \times B = 1600 \times 2400$$

$$C \times D = 1100 \times 2100$$

$$E = 900$$

Type 1000 : $1000 \text{Kg} = 10 \text{KN} = 13 \text{ Personne}$

Vitesse : $(1/1.3) \text{ m/}$

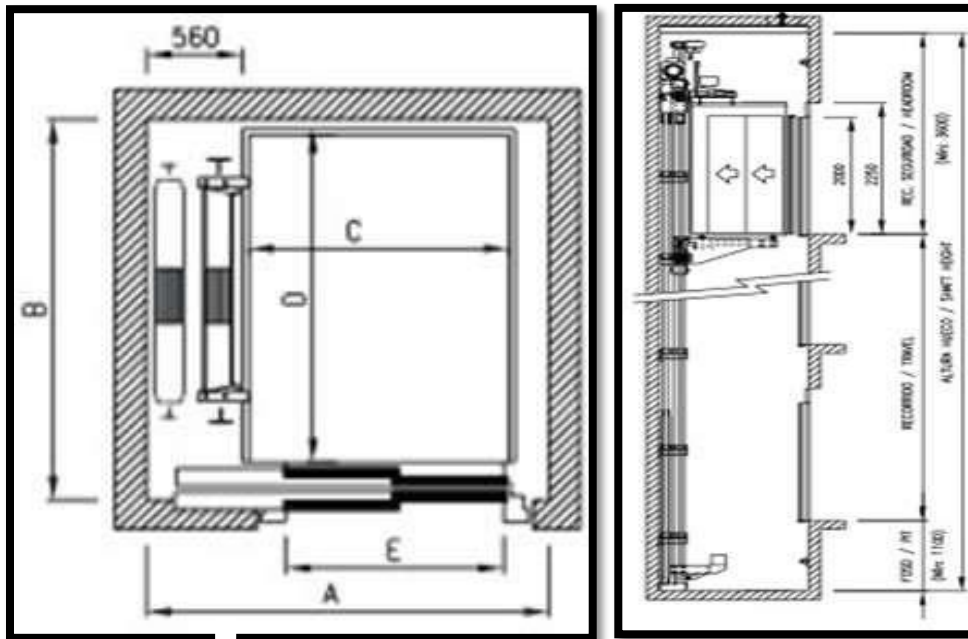


Figure.III.31. Dimension d'ascenseur

III.8.dalle pleine de l'ascenseur :

III.8.1. L'épaisseur de la dalle :

$$\frac{l_{\max}}{45} \leq e \leq \frac{l_{\max}}{40}$$

$$\frac{400}{45} \leq e \leq \frac{400}{40}$$

$$8.89 \leq e \leq 10 \quad \longrightarrow \quad e \geq 15 \text{ cm donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

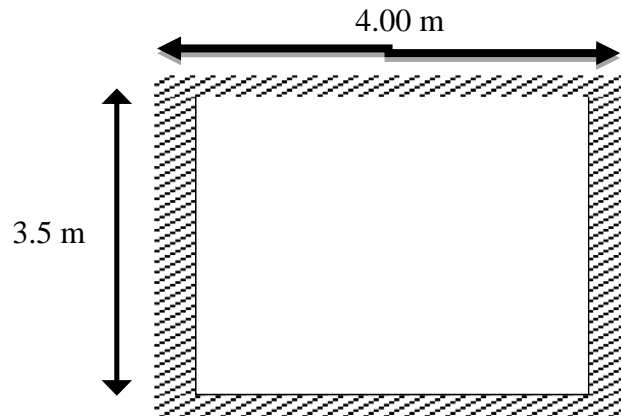


Fig. III.32.Dimensions de la dalle de l'ascenseur.

II.8.2.Les charge permanent et surcharges :

$G = 8.14 \text{ KN}$; $Q = 1 \text{ KN}$

Les combinaisons :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.49 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 9.14 \text{ KN/m}^2$

$L_x = 3.5\text{m}$ et $L_y = 4 \text{ m}$

$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

III.8.3. Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L^2 x$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

L^x et de v .

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et de v

$$v : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ a LEU} \\ 0.2 \text{ a LES} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés dans un tableau en fonction de ρ et de v

$$\rho = 0.88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0485 \\ \mu_y = 0.732 \end{array} \right.$$

L'ELU :

$$M_x = \mu_x q u L_x^2 = 0.0485 \times 12.4 \times 3.5^2 = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.732 \times 7.42 = 5.43 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 7.42 = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 5.43 = 4.07 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 \times 7.42 = 3.71 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0.0485 \times 9.17 \times 3.5^2 = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.732 \times 5.45 = 3.99 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 5.45 = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 3.99 = 2.99 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 \times 5.45 = 2.73 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$
 $C=3\text{ cm}$

$$d_x = h - c = 17 \text{ cm.}$$

Supposons qu'on va utiliser des barres $\varnothing 10$

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x}{2} - \frac{\varnothing_y}{2} = 17 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} = 16 \text{ cm}$$

Calculer μ :

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} \quad ; \quad \mu_y = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2}$$

Calculer α :

$$\alpha_x = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_x} \right) \quad ; \quad \alpha_y = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_y} \right)$$

Calculer Z :

$$Z_x = d (1 - 0.4 \alpha_x) \quad ; \quad Z_y = d (1 - 0.4 \alpha_y)$$

Calculer As :

-Armatures parallèles à x : $A_{sx} = \frac{M_{xx}}{Zf_{su}}$

Armatures parallèles à y : $A_{sy} = \frac{M_{yy}}{Zf_{su}}$

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.37 : Tableau récapitulatif du résultat de ferrailage de dalle plein a ELU

	sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)
Travées	X-X	5.57	0.014	0.018	16.88	0.95
	Y-Y	4.07	0.010	0.023	15.85	0.74
Appuis	X-X	3.71	0.009	0.011	16.93	0.63

III.8.4.Vérification à l'E.L.S (D'après le BAEL83) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La section est rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la

vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est rempliée.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

Tableau III.38 : Tableau récapitulatif du vérification de dalle plein a ELS

Moment	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
M _{tx}	0.018	7420	4090	1.81	25	0.655
M _{ty}	0.023	4070	2990	1.36	25	0.43
M _{ax}	0.011	3710	2730	1.36	25	0.43
M _{ay}	0.011	3710	2730	1.36	25	0.43

Donc la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité : BAEL 91 (art A.4.2.1) :

$$A_{x\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité et section minimal :BAEL 91 (art B.7.4):

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.7 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ Pour les barres a haute adhérence} \\ \rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.88 \end{array} \right.$$

Pourcentage minimale : BAEL (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

III.8.5. Espacement :

En Travée :

Sens x-x : $\text{esp} = 33\text{cm} \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $\text{esp} = 33\text{cm} \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sur Appuis :

Sens x-x : esp = 33cm ≤ Min (3h;33cm) = 33cm.....Vérifier

Sens y-y : esp = 33 cm ≤ Min (4h ; 45 cm) = 45 cm vérifier

Tableau III.39 : Tableau récapitulatif du résultat de section d'armature de dalle plein

	Sens	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
En travée	Sens-X	0.95	2	1.5	4HA10=3.14	33
	Sens-Y	0.74	2	1.5	4HA10=3.14	33
Sur appui	Sens- X	0.63	2	1.5	4HA10=3.14	33
	Sens-Y					

III.8.6Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \tau_u = \min (0.13f_{c28}, 5MPa) = 3.25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u + l_x + l_y}{2l_x + l_y} = \frac{12.49 + 3.5 + 4}{23.5 + 4} = 1.82 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.001 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa.....Vérifier$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales.

III.8.7Vérification de la flèche : BAEL 91 (art B.7.5) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \longrightarrow \frac{20}{350} = 0.060 > \frac{0.75M_x}{20M_x} = 0.038 Condition vérifié$$

$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 Condition vérifié$$

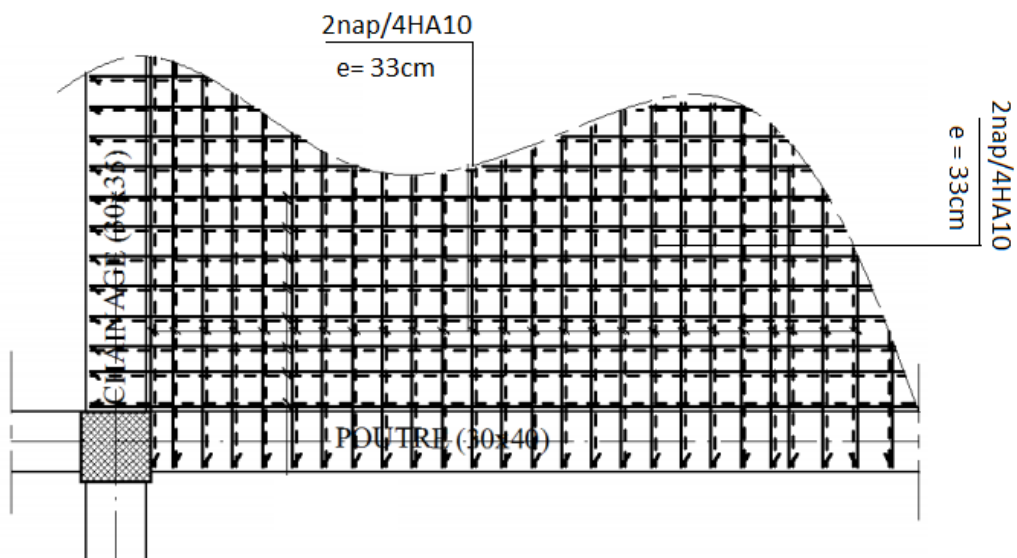


Fig. III.33 : ferrailage de la dalle plein

CHAPITRE 4

Etude Dynamique

ETUDE SISMIQUE**IV.1.Introduction :**

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encadrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

IV.3.Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1) Méthode statique équivalente :**IV.3.1.1) 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 à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le

plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.3.1.2) Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV.3.2) Méthode d'analyse modale spectrale :

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

IV.3.3) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.5}{11.9} = 0.29 > 0.25 \dots \dots \dots (c. n. v)$$

donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.4) Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De TIPAZA (Zone III), et ayant une hauteur totale de 24.48 m, il sera classé au groupe d'usage 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

IV.3.5) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4) Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

IV.5) Spectre de calcul :**Spectre de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

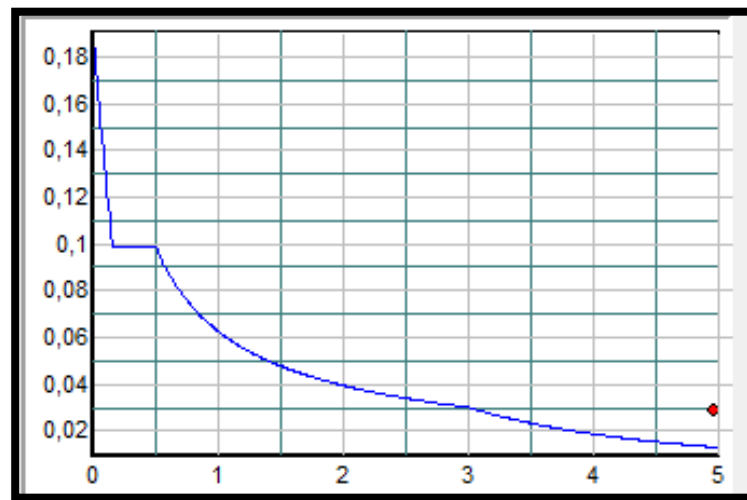


Fig.IV.34.pectre de calcul

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

IV.6) Analyse de la structure Initiale :**IV.6.1) Description du logiciel (ROBOT) :**

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.6.2) Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.

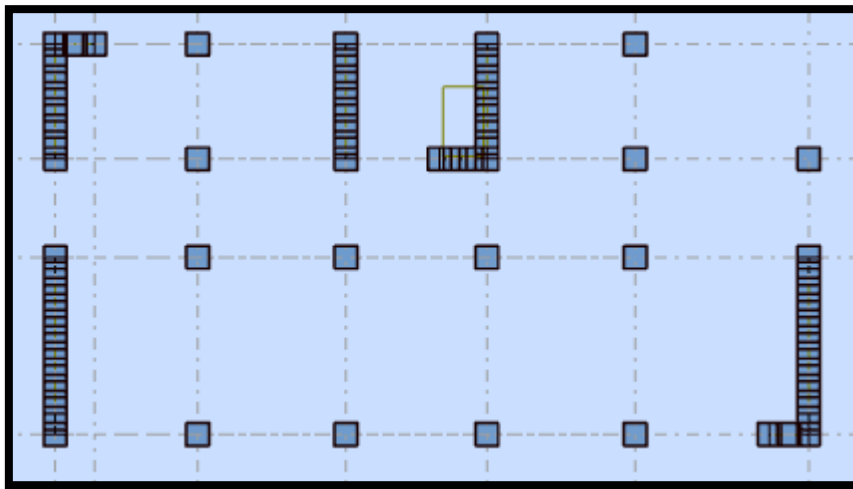


Fig.IV.35.Vue en plan de la structure.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentées dans ce chapitre.

IV.6.2.1) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

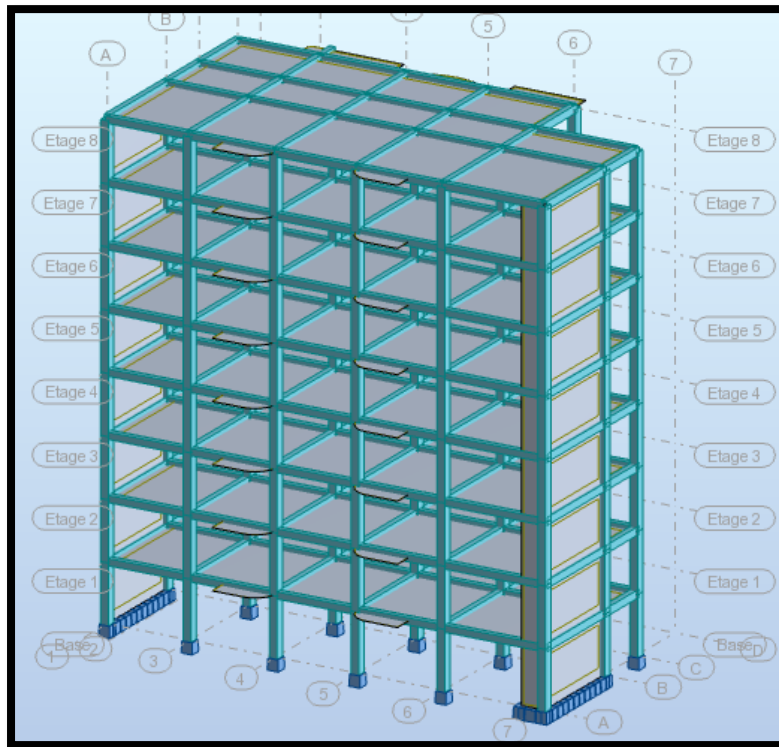


Fig.IV.36.Vue 3D

IV.6.2.2) Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

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 $2,5t/m^3$.

IV.6.2.3) Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion dû aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

Périodes et coefficients de participation modaux :

Tableau.IV.40. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,99	1,01	77,88	0,05	77,88	0,05	2232006,59	2232006,59
4/ 2	2,30	0,44	77,92	66,95	0,04	66,90	2232006,59	2232006,59
4/ 3	3,01	0,33	78,32	67,87	0,40	0,92	2232006,59	2232006,59
4/ 4	3,18	0,31	88,61	67,93	10,29	0,06	2232006,59	2232006,59
4/ 5	5,89	0,17	93,24	67,93	4,63	0,00	2232006,59	2232006,59
4/ 6	8,91	0,11	93,32	84,18	0,08	16,25	2232006,59	2232006,59
4/ 7	9,13	0,11	95,86	85,03	2,54	0,85	2232006,59	2232006,59
4/ 8	12,43	0,08	95,86	85,21	0,00	0,18	2232006,59	2232006,59
4/ 9	12,57	0,08	97,41	85,21	1,55	0,00	2232006,59	2232006,59
4/ 10	14,87	0,07	97,42	90,10	0,00	4,89	2232006,59	2232006,59

IV.6.2.4) Interprétation :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

on constate qu'il faut 10 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 77.88 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 66.90 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

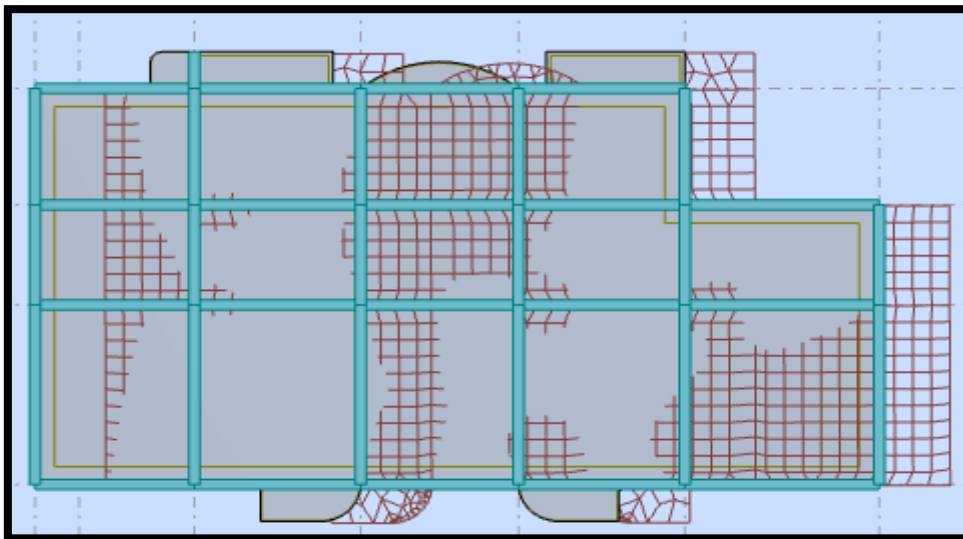


Fig.IV.37.Premier mode de vibration : vue en plan (T1=1.01 sec).

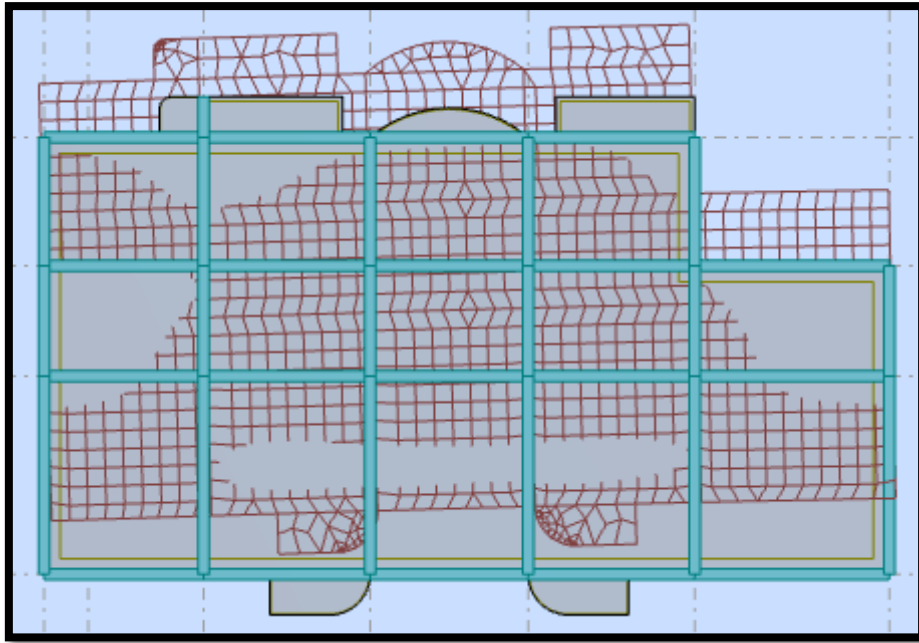


Fig.IV.38.Deuxième mode de vibration : vue en plan ($T_2=0,44$ sec).

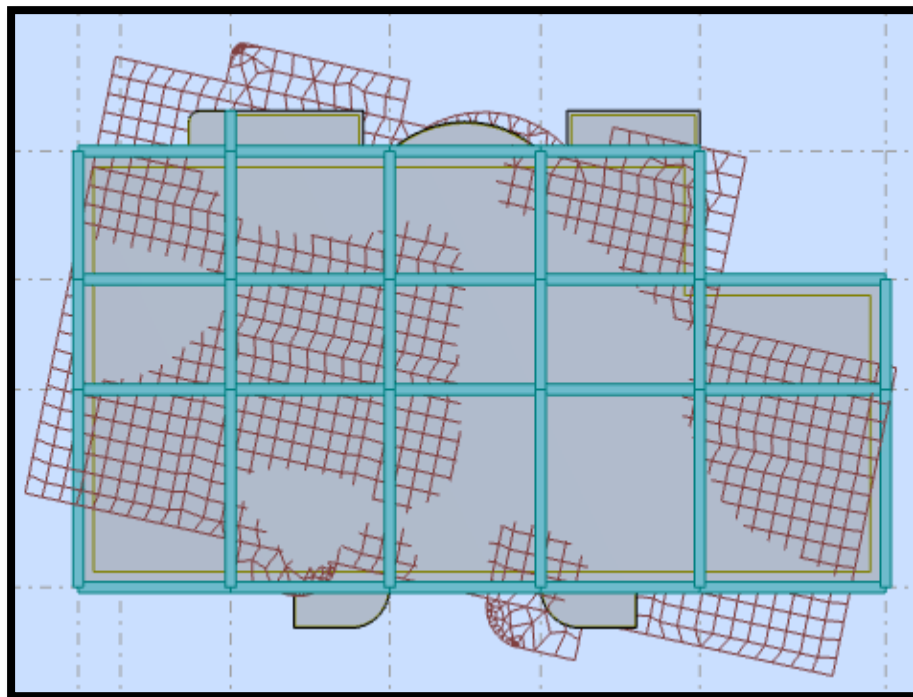


Fig.IV.39.Troisième mode de vibration : vue en plan ($T_3=0,33$ sec).

Tableau.IV.41. Centre de masse et centre de rigidité

Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	10,84 6,00 1,53	10,30 7,15 2,40	0,53	1,15
Etage 2	10,83 5,98 4,59	10,30 7,14 5,47	0,53	1,16
Etage 3	10,86 5,91 7,65	10,46 7,10 8,56	0,40	1,19
Etage 4	10,86 5,91 10,7	10,46 7,10 11,6	0,40	1,19
Etage 5	10,86 5,91 13,7	10,46 7,10 14,6	0,40	1,19
Etage 6	10,86 5,91 16,8	10,46 7,10 17,7	0,40	1,19
Etage 7	10,86 5,91 19,8	10,46 7,10 20,8	0,40	1,19
Etage 8	10,74 5,87 22,9	10,46 6,02 23,9	0,28	0,15

Tableau.IV.42. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-23823,94	-17347,25	-6476,69
-20783,25	-15155,51	-5627,74
-17887,09	-13875,46	-4011,63
-14993,09	-11622,58	-3370,51
-12059,43	-9347,90	-2711,54
-9086,13	-7050,24	-2035,89
-6073,17	-4726,66	-1346,51
-3016,81	-2367,18	-649,63

IV.5.2.5) Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles : selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

Charges verticales : voiles ≤ 20%

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure : 30253.29KN
- ✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 8193.15KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{\text{total}}} = \frac{6476.69}{23823.94} = 27.18\% > 20\% \quad \text{Condition non vérifiée}$$

IV.5.2.6) Conclusion :

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors Revoir , le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

IV.6) Conception et analyse de la nouvelle variante : (2eme proposition)

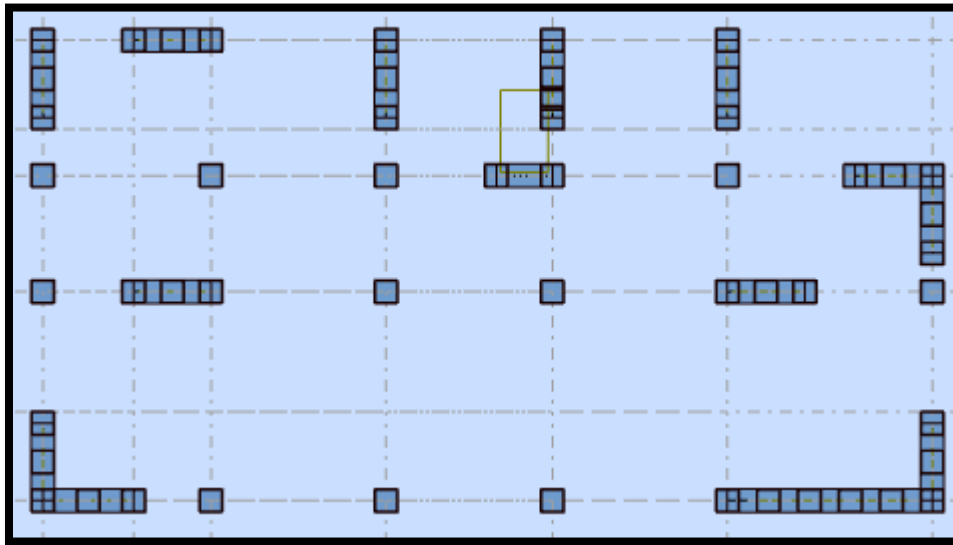
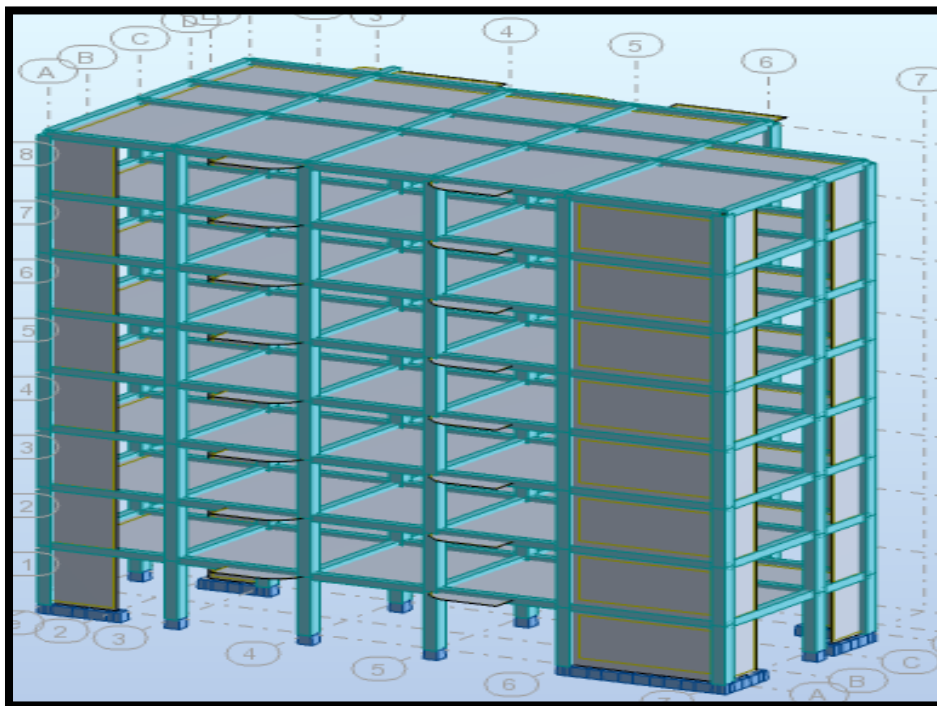
Fig.IV.40. Vue en plan de la 1^{ère} proposition

Fig.IV.41. Vu en 3D

- ✓ 07 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 06 voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.
- ✓ Section des poteaux (45x55) cm².

IV.6.1) Périodes et coefficients de participation modaux :

Tableau.IV.43. Périodes et coefficients de participation modaux

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,63	0,62	16,58	46,18	16,58	46,18	2370236,79	2370236,79
4/ 2	1,71	0,58	55,11	71,32	38,53	25,13	2370236,79	2370236,79
4/ 3	2,43	0,41	71,06	72,14	15,95	0,83	2370236,79	2370236,79
4/ 4	5,91	0,17	75,45	80,31	4,39	8,17	2370236,79	2370236,79
4/ 5	6,42	0,16	82,48	87,33	7,04	7,02	2370236,79	2370236,79
4/ 6	9,27	0,11	87,74	87,45	5,25	0,12	2370236,79	2370236,79
4/ 7	12,03	0,08	89,51	90,40	1,78	2,95	2370236,79	2370236,79
4/ 8	13,11	0,08	92,06	92,88	2,54	2,48	2370236,79	2370236,79
4/ 9	17,24	0,06	93,10	92,90	1,04	0,01	2370236,79	2370236,79
4/ 10	18,38	0,05	93,57	93,71	0,48	0,82	2370236,79	2370236,79

IV.6.2) Interprétations des résultats :

On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode de torsion
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de torsion

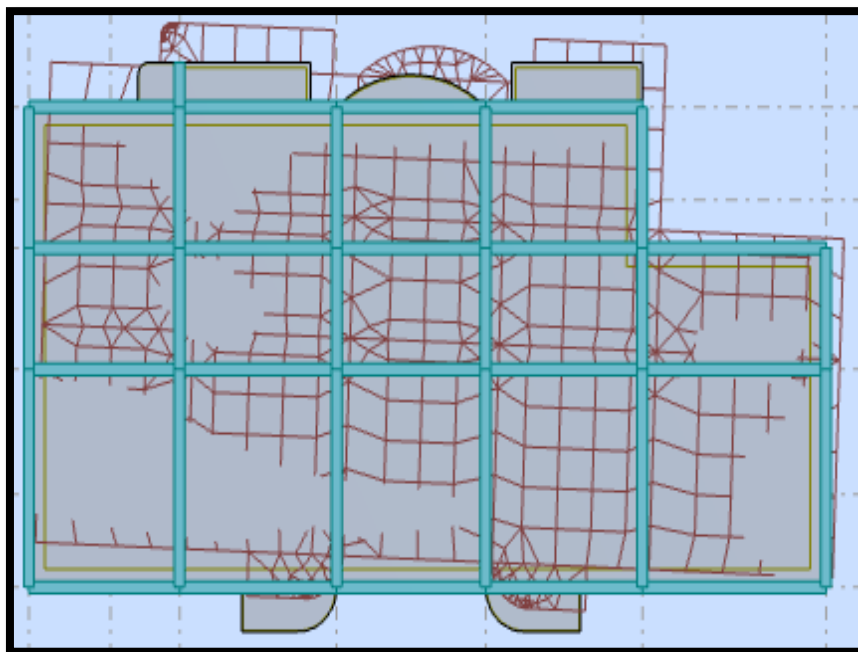


Fig.IV.42.Premier mode de vibration. Vue en plan.

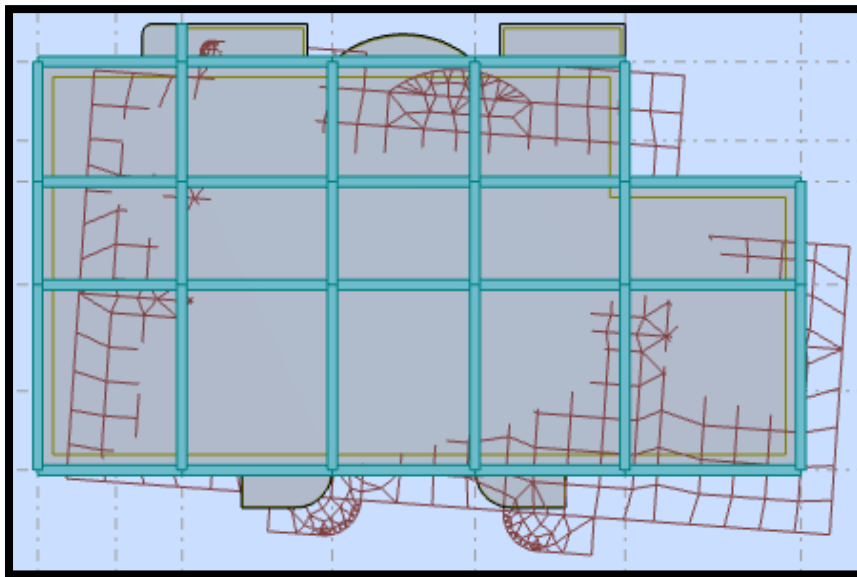


Fig.IV.43.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

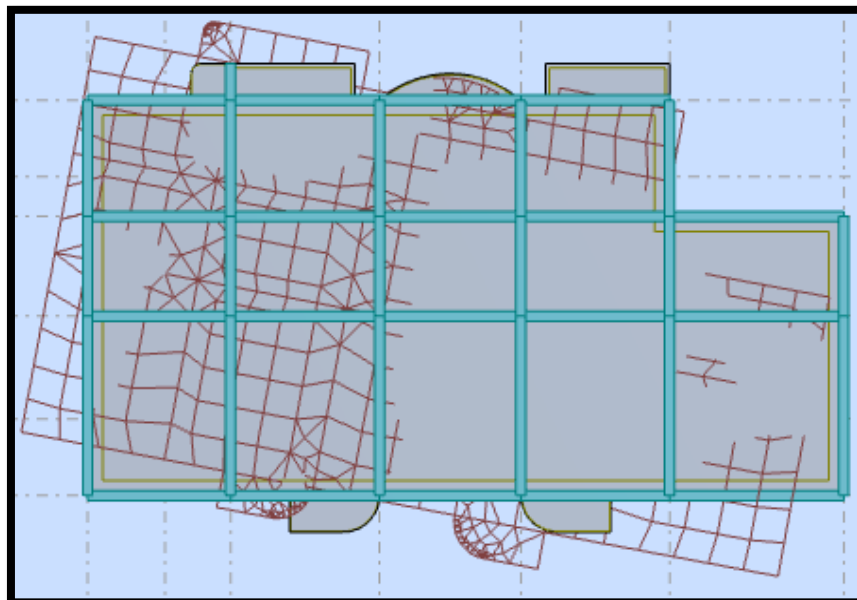


Fig.IV.44.Troisième mode de vibration. Vue en plan.

Tableau .IV.44. Centre de masse et centre de rigidité

Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	11,16 5,93 1,53	12,11 1,51 2,32	0,95	4,42
Etage 2	11,15 5,91 4,59	12,11 1,51 5,40	0,96	4,40
Etage 3	11,15 5,91 7,65	12,11 1,51 8,46	0,96	4,40
Etage 4	11,15 5,91 10,7	12,11 1,51 11,5	0,96	4,40
Etage 5	11,15 5,91 13,7	12,11 1,51 14,5	0,96	4,40
Etage 6	11,15 5,91 16,8	12,11 1,51 17,6	0,97	4,40
Etage 7	11,15 5,91 19,8	12,11 1,51 20,7	0,97	4,40
Etage 8	11,02 5,88 22,9	12,11 1,39 23,7	1,10	4,49

En remarque que la structure est instable avec cette proposition ; en change la disposition des certain voiles

IV.7) Conception et analyse de la nouvelle variante : (3eme proposition)**Introduction :**

Suite à l'analyse de la structure initiale et la première proposition, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une 2^{ème} proposition.

IV.7.1) Proposition :

Pour cette raison, on propose de minimiser certains voiles et augmenter la section de poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, le système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 15 cm.
- ✓ Section des poteaux (45x55) cm².

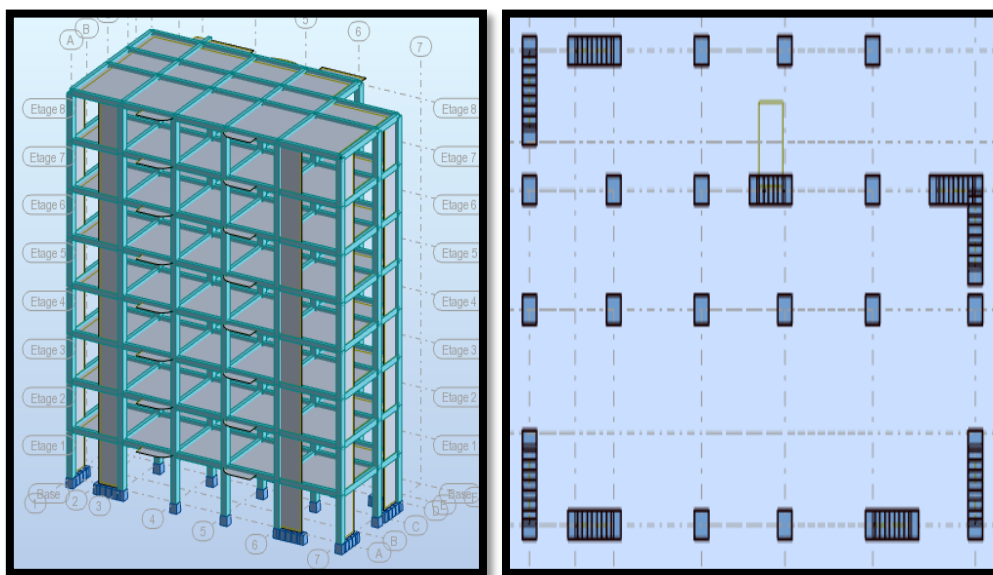


Fig.IV.45. Vue en plan et en élévation de la proposition.

IV.7.2) Périodes et coefficients de participation modaux :

Tableau.IV.45. Périodes et facteurs de participation modaux (1^{er} proposition).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,30	0,77	71,23	2,78	71,23	2,78	2248964,88	2248964,88
4/ 2	1,40	0,71	73,87	73,84	2,64	71,06	2248964,88	2248964,88
4/ 3	1,89	0,53	74,18	73,96	0,32	0,12	2248964,88	2248964,88
4/ 4	4,59	0,22	86,20	75,18	12,01	1,23	2248964,88	2248964,88
4/ 5	4,90	0,20	87,45	87,84	1,26	12,66	2248964,88	2248964,88
4/ 6	6,94	0,14	87,49	87,96	0,04	0,11	2248964,88	2248964,88
4/ 7	9,11	0,11	88,11	92,42	0,62	4,46	2248964,88	2248964,88
4/ 8	9,61	0,10	93,18	92,95	5,07	0,54	2248964,88	2248964,88
4/ 9	13,11	0,08	93,20	95,30	0,02	2,35	2248964,88	2248964,88
4/ 10	14,07	0,07	93,20	95,31	0,00	0,01	2248964,88	2248964,88

IV.7.3) Interprétations des résultats :

On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 71.23 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 71.06 %.
- ✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

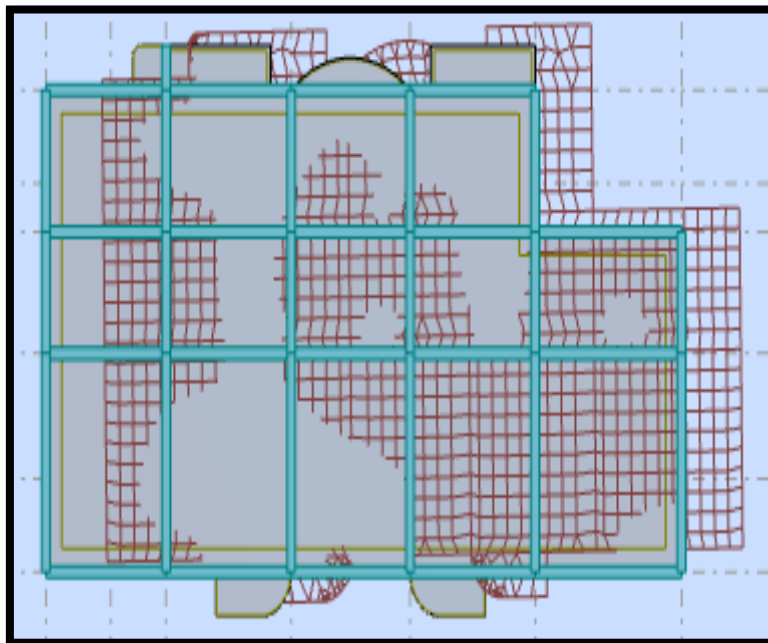


Fig.IV.46.Premier mode de vibration. Vue en plan.

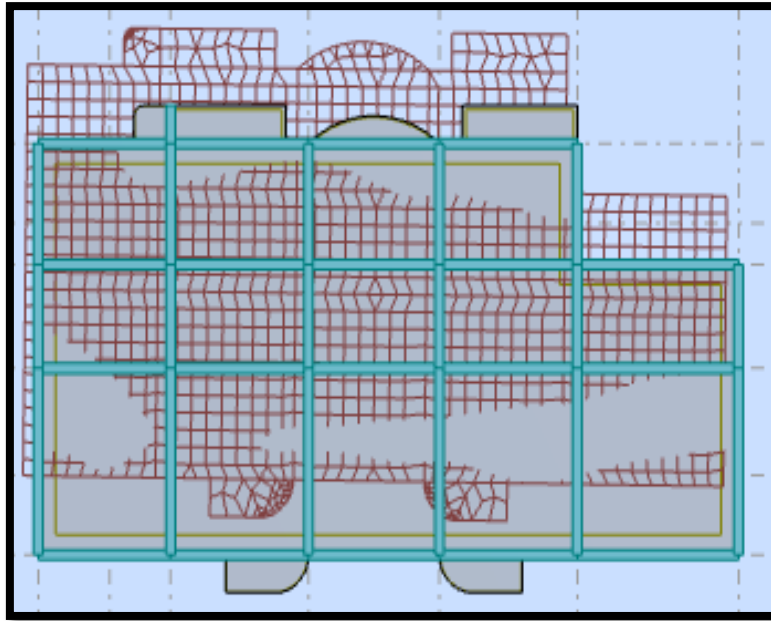


Fig.IV.47.Deuxième mode de vibration. Vue en plan.

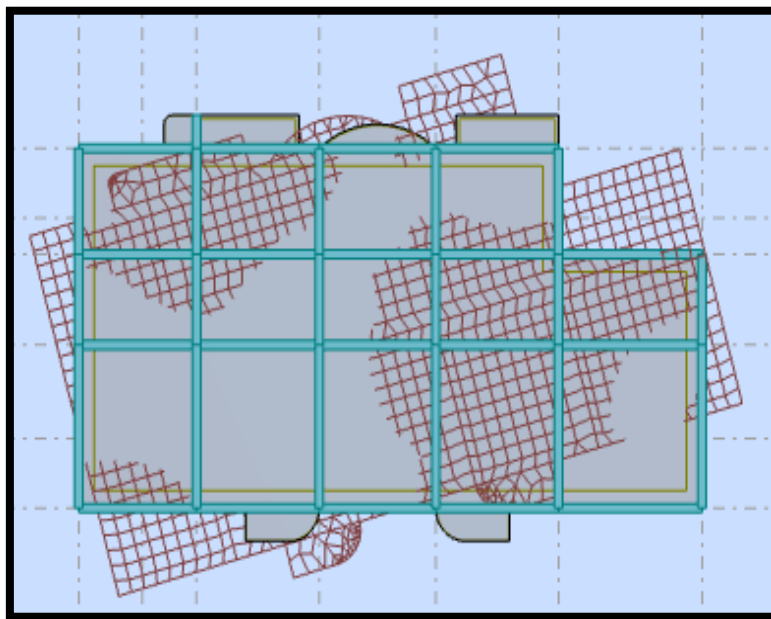


Fig.IV.48.Troisième mode de vibration. Vue en plan.

IV.7.4) Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

IV.7.5) L'effort tranchant de niveau pour l'étage :

Les résultats sont donnés dans les tableaux Tableau.IV.46. pour les deux directions principales.

Tableau.IV.46. Efforts tranchants à chaque niveau.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
1	2095,67	1949,31
2	2041,95	1896,52
3	1918,85	1786,15
4	1755,47	1632,99
5	1544,06	1434,42
6	1276,93	1192,47
7	967,53	895,59
8	569,72	522,19

IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente**❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , Soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 2095.67 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 1949.31 \text{ KN}$

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$W=22659.19$ KN

Détermination des coefficients :

a- Le coefficient " A " :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Tableau.IV.47. de coefficient d'accélération

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,12	0.25	0.30	0.40
1 B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.18

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone III, donc :

$A=0.25$ (d'après le R.P.A.99)

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du}$$

matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

❖ **T.A.B.4.2. R.P.A 99 :**

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

.Tableau. valeur de ξ .

$$\rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

F-2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003.**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$.

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée Donc T
 $= 0,05 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{sec.}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{23.01}} = 0.46 \text{sec} \Rightarrow T_x = 0.46 \text{sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{11.90}} = 0.64 \text{sec} \Rightarrow T_y = 0.64 \text{sec}$$

❖ **T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T₁ et T₂) :**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau. valeur de T1 et T2.

site ferme (S₂) → T₂ = 0,40 sec

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

T_x = 0.46 sec.

T_y = 0.64 sec.

T_x = min (0.46 ; 0.55) = 0.46 sec

T_y = min (0.64 ; 0.55) = 0.55 sec

✓ la période fondamentale

T_x_{dynamique} = 0.77 sec

T_y_{dynamique} = 0.71 sec

✓ $\frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.77}{0.46} = 1.67 \text{ sec} > 1.3$

✓ $\frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.71}{0.55} = 1.29 \text{ sec} < 1.3$, vérifie la condition de RPA (99/2003) art4.2.4.

Alors en va calculé le facteur D dans le sens X avec $1.3T_{emp} = 0.60 \text{ s}$

On a : $T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(x/y)})^{2/3}$

Donc :

$D_x = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1.68$

$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.78$

c-Coefficient " R " :

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient "Q " :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

TableauIV.48. Valeur de P_q

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan	X			X
4. Régularité en élévation	X		X	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

$Q_x = 1.15$

$Q_y = 1.20$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.

$$\beta=0.20$$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi}: la charge d'exploitation.

Tableau IV.49.Résultat de coefficient.

Sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.25	1.68	1,15	5	22659.19	2188.88
Transversal	0.25	1.78	1,20	5	22659.19	2420.00

❖ **Vérifications :**

$$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$$

➤ **Sens longitudinal :** $V_{dyn}^x = 1670.14 \text{ KN}$

$$2095.67/2188.88 = 0.96 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

➤ **Sens transversal :** $V_{dyn}^y = 5212.78 \text{ KN}$

$$1949.31/2420.00 = 0.81 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

IV.9. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

📍 **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

1. Centre des rigidités : « C »

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \frac{\sum I_{ij} X_j}{\sum I_{ij}}$$

$$Y_{cj} = \frac{\sum I_{ij} Y_j}{\sum I_{ij}}$$

I_{iy} : Rigidité de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{iy} .

I_{ix} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{ix} .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Tableau IV.50. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
1	11.00	5.91	11.38	5.52	0.38	0,39
2	11.00	5.89	11.38	5.52	0.38	0,37
3	10.99	5.89	11.38	5.52	0.38	0,37
4	10.99	5.89	11.38	5.52	0.39	0,37
5	10.99	5.88	11.38	5.52	0.39	0,37
6	10.99	5.88	11.38	5.52	0.39	0,36
7	10.99	5.88	11.38	5.52	0.39	0,36
8	10.87	5.85	11.38	5.19	0.51	0,66

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque

direction.

Nous aurons alors :

$$e_x \text{ totale} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_y \text{ totale} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 23,01\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1,15\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 11,90\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0,60\text{m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.51. L'effort tranchant modal à la base sens X.

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
5/ 1	2095,67	848,22	1247,45
5/ 2	2041,95	896,38	1145,57
5/ 3	1918,85	1046,35	872,50
5/ 4	1755,47	1072,91	682,56
5/ 5	1544,06	1013,99	530,07
5/ 6	1276,93	900,41	376,51
5/ 7	967,53	751,77	215,75
5/ 8	569,72	654,13	-84,41

❖ **Sens transversal :**

Tableau IV.52. L'effort tranchant modal à la base sens Y.

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	1949,31	983,25	966,06
6/ 2	1896,52	854,94	1041,58
6/ 3	1786,15	917,13	869,01
6/ 4	1632,99	911,95	721,04
6/ 5	1434,42	849,69	584,73
6/ 6	1192,47	751,40	441,08
6/ 7	895,59	623,82	271,77
6/ 8	522,19	499,02	23,16

Tableau.IV.53. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C)/ 1	-24022,85	-19492,69	-4530,16
8 (C)/ 2	-20954,09	-17103,48	-3850,61
8 (C)/ 3	-18068,15	-14748,70	-3319,44
8 (C)/ 4	-15139,43	-12363,93	-2775,50
8 (C)/ 5	-12171,06	-9952,92	-2218,14
8 (C)/ 6	-9163,04	-7515,33	-1647,71
8 (C)/ 7	-6115,37	-5048,41	-1066,96
8 (C)/ 8	-3018,75	-2546,63	-472,12

❖ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

Charges verticales: voiles ≤ 20%

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 29199.42KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 5510.32KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{\text{total}}} = \frac{4530.16}{24022.85} = 18.85\% < 20\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Charges horizontales : portiques ≥ 25%

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{848.22}{2095.67} = 40.47\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{y \text{ total}}} = \frac{983.25}{1949.1} = 50.44\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs

inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors

que : $\Delta k \leq 1\% h_i$.

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Tableau.IV.54. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,7	0,7
5/ 2	2,2	1,5
5/ 3	4,1	1,8
5/ 4	6,0	1,9
5/ 5	7,8	1,8
5/ 6	9,5	1,7
5/ 7	10,9	1,4
5/ 8	12,1	1,2

Sens transversale

Tableau.IV.55. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,6	0,6
6/ 2	1,8	1,2
6/ 3	3,2	1,4
6/ 4	4,8	1,5
6/ 5	6,2	1,5
6/ 6	7,6	1,4
6/ 7	8,8	1,2
6/ 8	9,8	1,0

Tableau.IV.56. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	H_i (m)	1% H_i (cm)	observation
RDC	0,7	0,6	3,06	3,06	Vérifier
01	1,5	1,2	3,06	3,06	Vérifier
02	1,8	1,4	3,06	3,06	Vérifier
03	1,9	1,5	3,06	3,06	Vérifier
04	1,8	1,5	3,06	3,06	Vérifier
05	1,7	1,4	3,06	3,06	Vérifier

06	1,4	1,2	3,06	3.06	Vérifier
07	1,2	1,0	3,06	3.06	Vérifier

Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de 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.

Tableau.IV.57. résumé l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Tableau.IV.57. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	Vx	h (m)	θ	Observation
7	3033,49	3033,49	0,012	569,72	3.06	0,021	Vérifié
6	2824,72	5858,21	0,014	967,53	3.06	0,028	Vérifié
5	2816,63	8674,84	0,017	1276,93	3.06	0,038	Vérifié
4	2808,55	11483,39	0,018	1544,06	3.06	0,044	Vérifié
3	2800,46	14283,85	0,019	1755,47	3.06	0,051	Vérifié
2	2792,37	17076,22	0,018	1918,85	3.06	0,052	Vérifié
1	2783,65	19859,87	0,015	2041,95	3.06	0,048	Vérifié
RDC	2799,32	22659,19	0,007	2095,67	3.06	0,025	Vérifié

Tableau.IV.58 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y).

Tableau.IV.58 Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ_{ky}	Vy	h (m)	θ	Observation
7	2998,28	6086,66	0,010	522,19	3.06	0,019	Vérifié
6	2998,28	9084,93	0,012	895,59	3.06	0,026	Vérifié
5	2998,28	12083,21	0,014	1192,47	3.06	0,033	Vérifié
4	2998,28	15081,49	0,015	1434,42	3.06	0,039	Vérifié
3	2998,28	18079,77	0,015	1632,99	3.06	0,043	Vérifié
2	2998,28	21078,04	0,014	1786,15	3.06	0,044	Vérifié
1	2998,28	24076,32	0,012	1896,52	3.06	0,041	Vérifié
RDC	2998,28	27074,60	0,006	1949,31	3.06	0,023	Vérifié

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.1.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

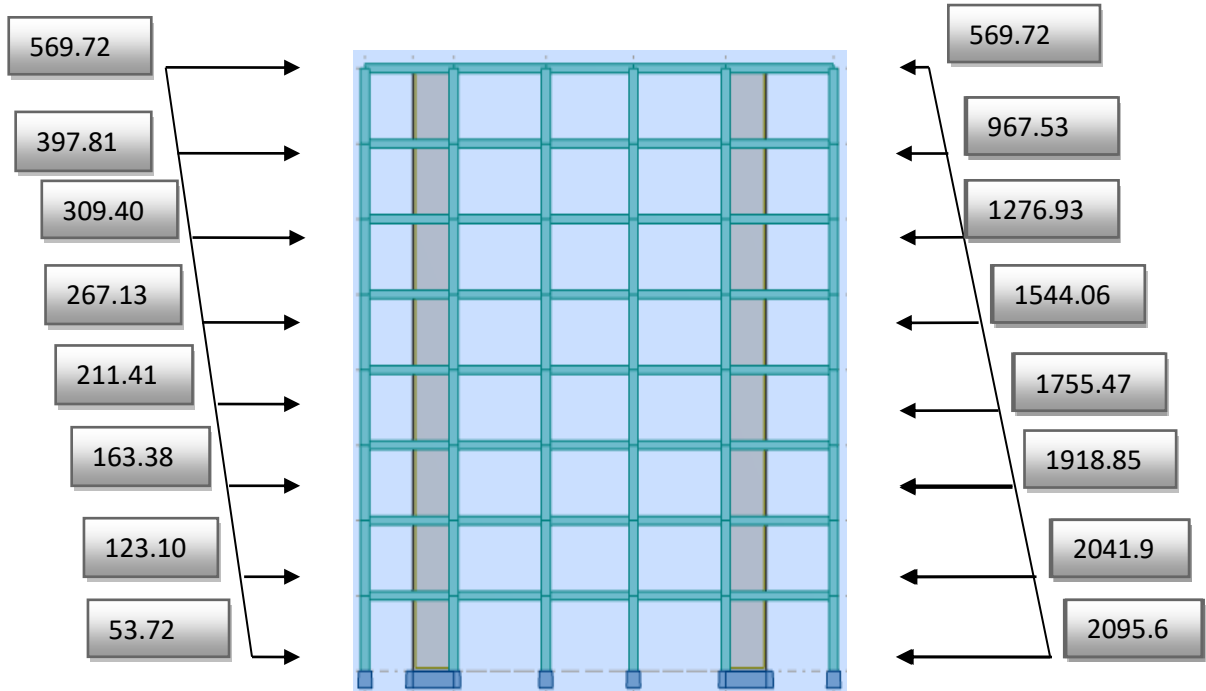
$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

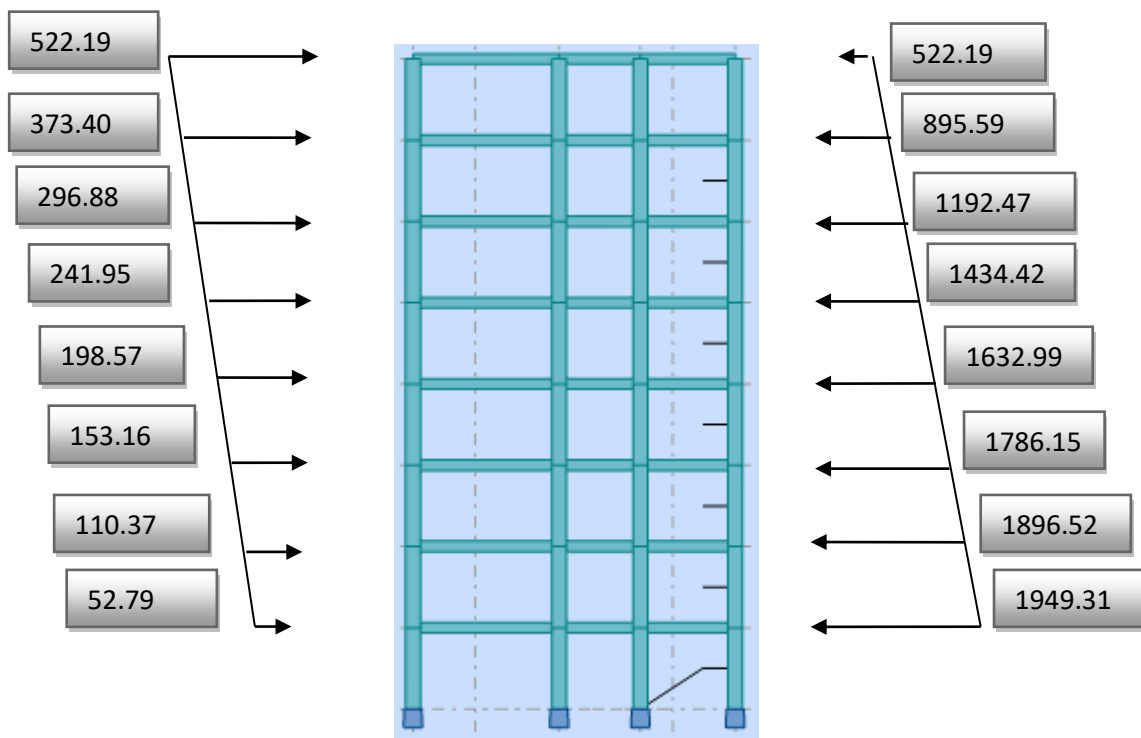


Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation❖ **Sens longitudinal :**

$$M_{sx} = 22659.19 \times (23.01/2) = 260693.98 \text{ KN.m}$$

Tableau.IV.59. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	53.72	3.06	164,38
01	123.10	6.12	753,37
02	163.38	9.18	1499,83
03	211.41	12.24	2587,66
04	267.13	15.30	4087,09
05	309.40	18.36	5680,58
06	397.81	21.42	8521,09
07	596.72	24.48	14607,71
			$\Sigma = 37901.71$

$$M_{Rx} = 37901.71 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 6.88 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 22659.19 \times (11.90/2) = 134822.18 \text{ KN.m}$$

Tableau.IV.60. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	52.79	3.06	161,54
01	110.37	6.12	675,46
02	153.16	9.18	1406,01
03	198.57	12.24	2430,50
04	241.95	15.30	3701,84
05	296.88	18.36	5450,72
06	373.40	21.42	7998,23
07	522.19	24.48	12783,21
			$\Sigma = 34607.50$

$$M_{Ry} = 34607.50 \text{KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 3.90 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

ETUDE DE VENT

IV.1. Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

IV.2. Domaine d'application:

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....)
- Structures verticales entretoises.

IV.3. Application des R N V 99

- ❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (habitation) (**art 1.1.3 RNV99**).

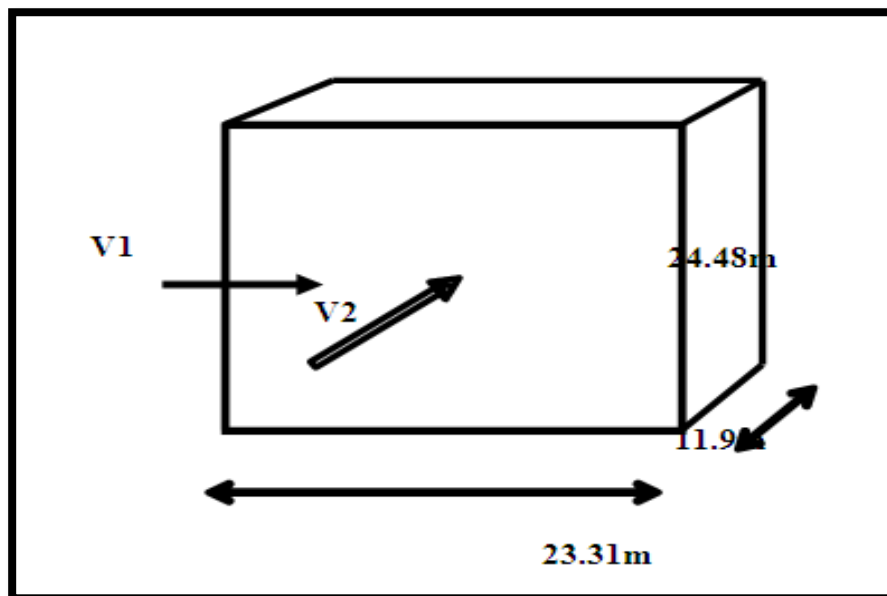


Fig.IV.49. Action du vent

❖ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes:

IV.3.1. Détermination de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((art.2.1.2; Fig.3.1)) pour:

Sens x:

$h = 24.48\text{m}$; $b = 23.31\text{m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

Sens y:

$h = 24.48\text{ m}$; $b = 11.9\text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

IV.3.2. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à **article.3.1.1** des **RNV99**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

- La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par (art.3.2) la formule (2.12 RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j . q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375\text{N/m}^2$.

- C_e : Coefficient d'exposition au vent : peut être calculé par la formule.

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_e) \frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \cdot q^2$$

- C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le **tableau 2.5(RNV99)**.

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

- C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent. Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité. Z_{min} : Hauteur minimale. Z : Hauteur considérée.

D'après le **tableau 2.4 (RNV99)** on a :

$$K_T = 0,24 ; \quad Z_0 = 1m. \quad ; \quad Z_{min} = 16m \quad ; \quad \varepsilon = 0,46 .$$

Tableau.IV.61. Répartition de la pression dynamique

Niveau	Zj	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{ref} (N/m ²)	q _{dyn} (N/m ²)
RDC	1.53	1	0.102	1	1.452	375	544.5
1 ^{er} étage	4.59	1	0.365	1	1.452	375	544.5
2 ^{ème}	7.65	1	0.488	1	1.452	375	544.5
3 ^{ème}	10.71	1	0.569	1	1.452	375	544.5
4 ^{ème}	13.77	1	0.629	1	1.452	375	544.5
5 ^{ème}	16.83	1	0.678	1	1.6	375	600
6 ^{ème}	19.89	1	0.718	1	1.723	375	646.125
7 ^{ème}	22.95	1	0.752	1	1.83	375	686.25

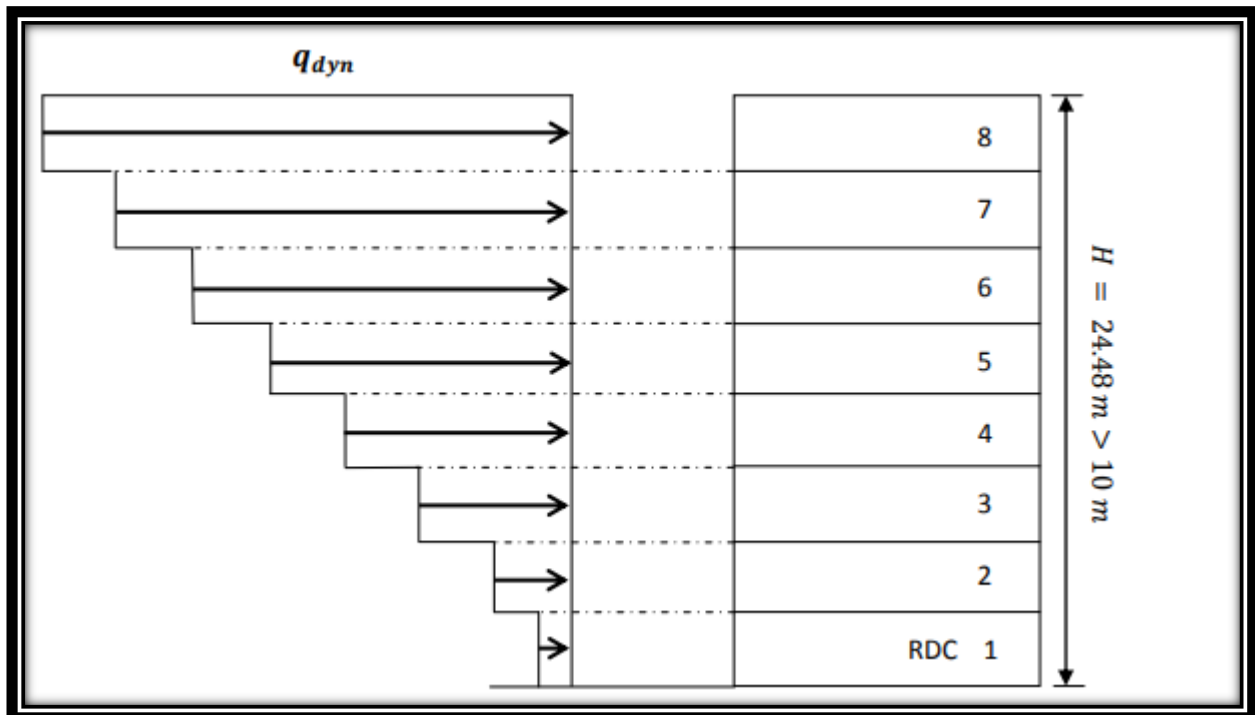


Fig.IV.50. Répartition de la pression dynamique

IV.3.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi

considérée. Dans notre cas : $S \geq 10$ $C_{pe} = C_{pe.10}$

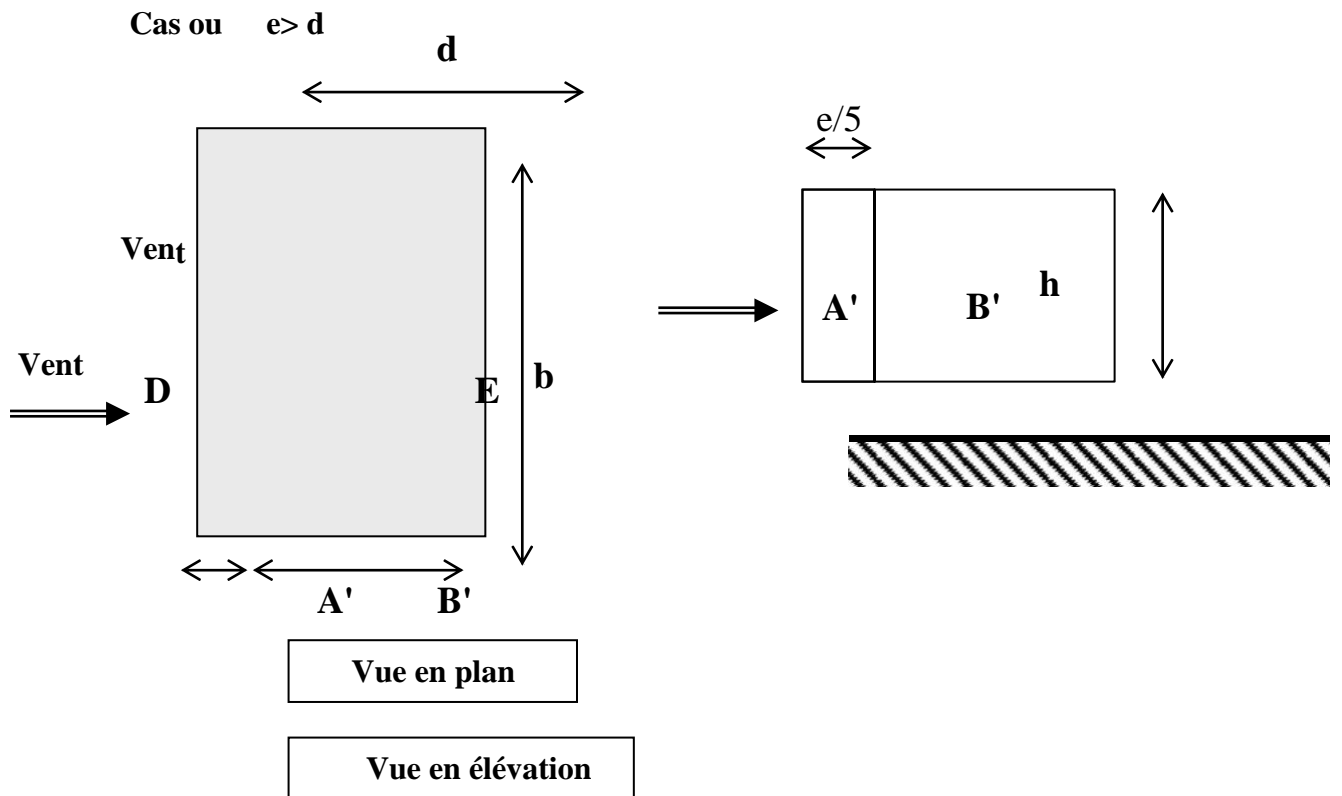
m^2 donc

IV.4. Parois verticales :

Sens x: $h = 24,48 \text{ m}$; $b = 23,31$; $d = 11,9 \text{ m}$.

$e = \text{Min}(b, 2h)$.

$\Rightarrow e = \text{Min}(23,31, 48,96)$. $\Rightarrow e = 23,31 \text{ m}$.



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

Tableau.IV.62. les coefficients de pression externe (selon le sens X).

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

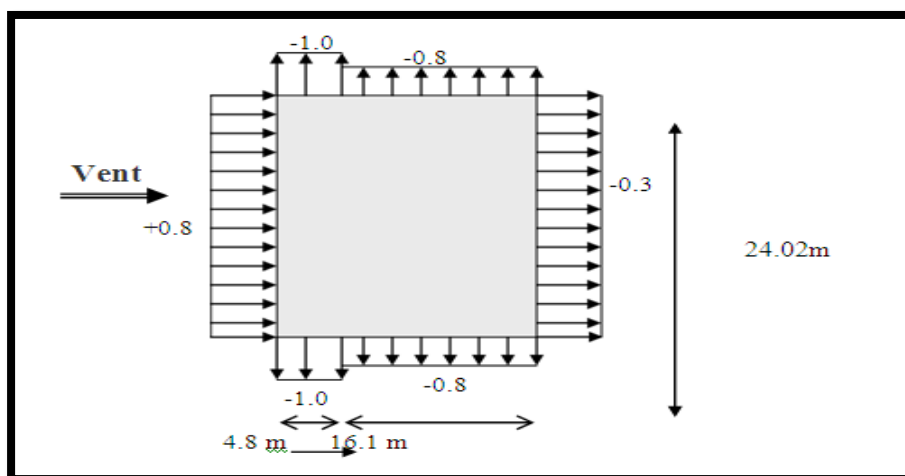
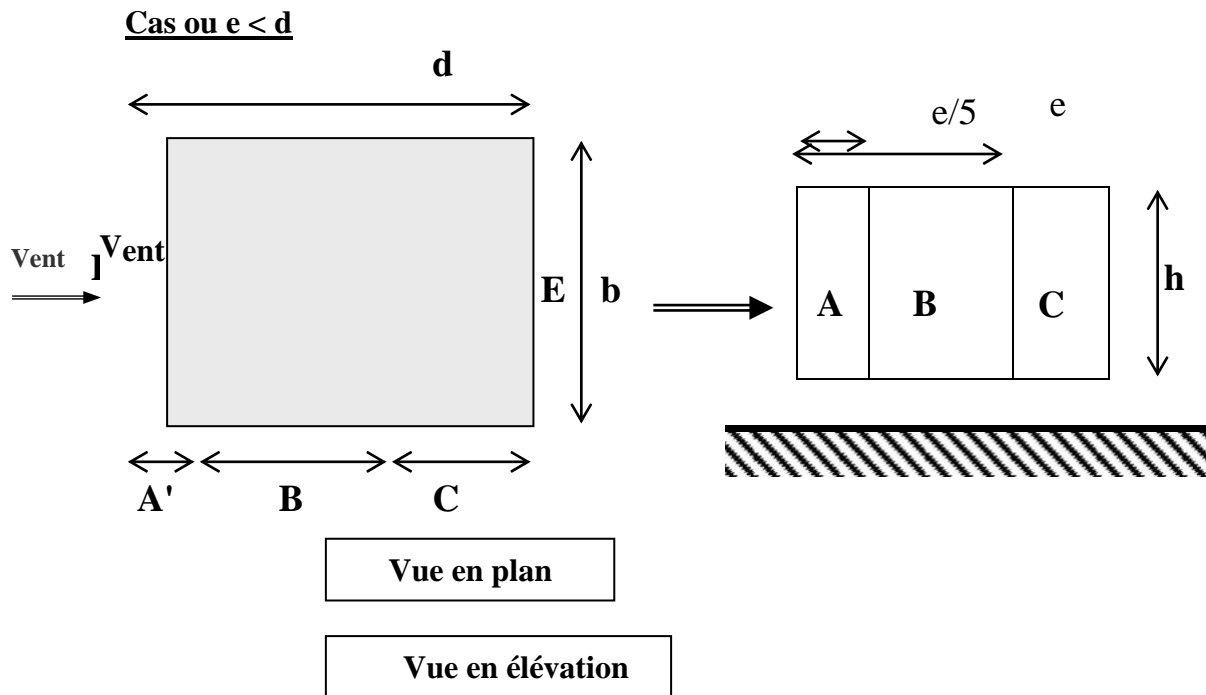


Fig.IV.51. les coefficients de pression externe (selon le sens X).

Sens y: $h = 24.48 \text{ m}$; $b = 11.9 \text{ m}$.

$e = \text{Min} (11.9, 48.96) \Rightarrow e = 11.9 \text{ m}$.



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

Tableau.IV.63. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

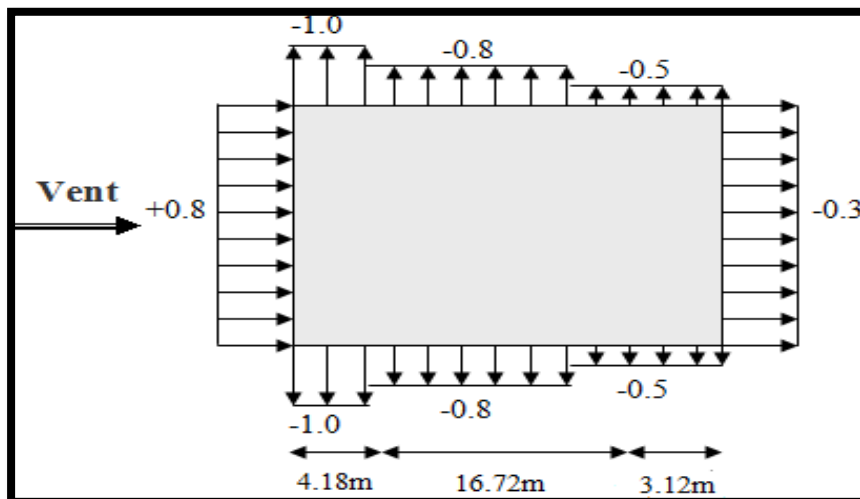


Fig.IV.52 les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

IV.5. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]=24.02\text{m}$

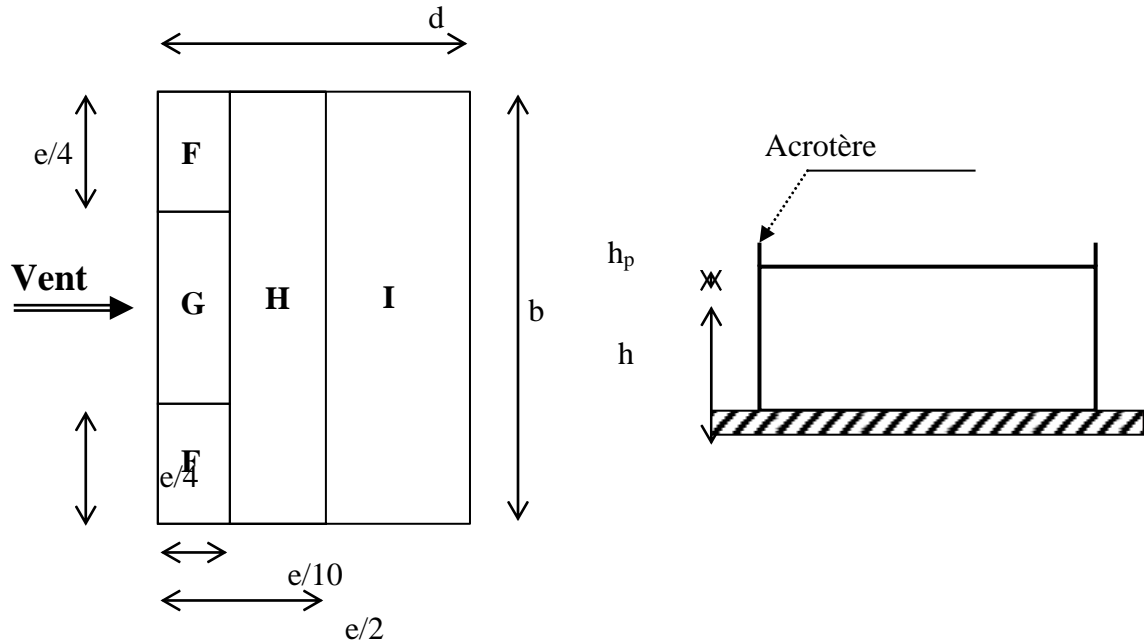
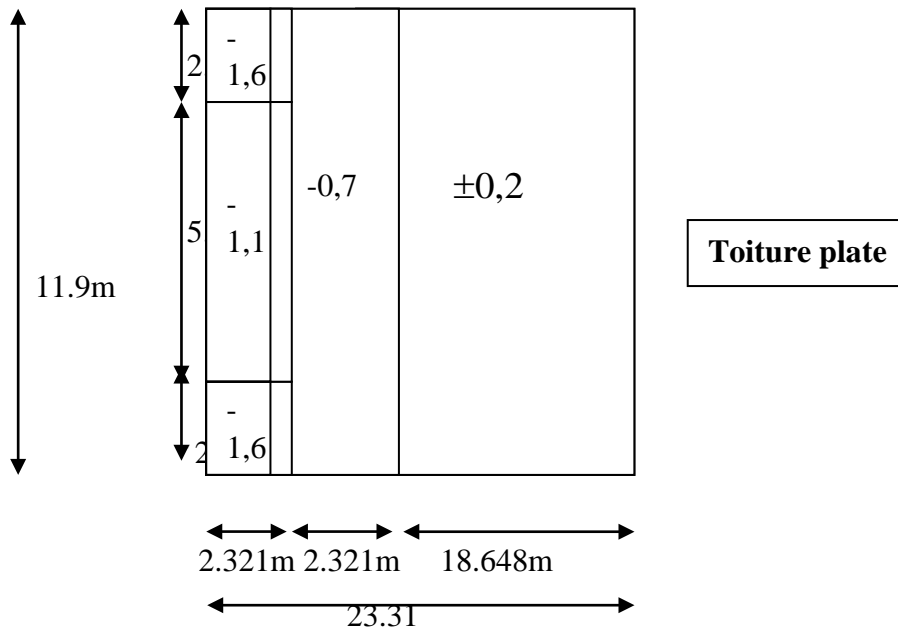


Tableau.IV.64. les coefficients de pression externe de la toiture.

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 3.06/32.22 = 0,095$.

Donc :



IV.5.1. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ **RNV99(art 2.2P78)**.

IV.5.2. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante : Alors on a le tableau $C_p \doteq C_{pe} - C_{pi}$

Tableau.IV.65. le coefficient de pression.

Zone	C_{pe}	C_{pi_1}	C_{pi_2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
C	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2
F	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	-1.1
G	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	-0.6
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
I	-0.2	0.8	-0.5	-1	0.3
	+0.2			-0.6	0.7

IV.6.Calcul de la pression due au vent:

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule **2.1 (RVN99 P.40)** .

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Pour $C_{pi} = 0.8$:(sens longitudinal).

Tableau.IV.66. la pression due au vent longitudinal

ZJ(m)	Cpi_1	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	-1.1	544.5	-598.95	0,95	-568.58
4.59	-1.1	544.5	-598.95	0,95	-568.58
7.65	-1.1	544.5	-598.95	0,95	-568.58
10.71	-1.1	544.5	-598.95	0,95	-568.58
13.77	-1.1	544.5	-598.95	0,95	-568.58
16.83	-2.4	600	-1440	0,95	-1368
19.89	-1.9	646.125	-1227.64	0,95	-1166.26
22.95	-1.5	686.25	-1029.19	0,95	-977.73

Pour $C_{pi} = - 0.5$:(sens transversal)

Tableau.IV.67. la pression due au vent transversal

ZJ(m)	C_{pi_2}	q_{dyn}	W_i	$C_{dx} = C_{dy}$	$QJ(x) = QJ(y)$
1.53	0.2	544.5	108.9	0,95	103.5
4.59	0.2	544.5	108.9	0,95	103.5
7.65	0.2	544.5	108.9	0,95	103.5
10.71	0.2	544.5	108.9	0,95	103.5
13.77	0.2	544.5	108.9	0,95	103.5
16.83	0.2	600	120	0,95	114
19.89	0.2	646.125	129.23	0,95	122.77
22.95	0.2	686.25	137.25	0,95	130.39

Calcul des forces de frottement:

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j. D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour les quelles rapport.

$\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; où b la dimension de la construction

Perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x: $b = 23.31\text{m}$; $d = 11.9\text{ m}$; $h = 24.48\text{ m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{11.9}{23.31} = 0.51 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{11.9}{24.48} = 0.49 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

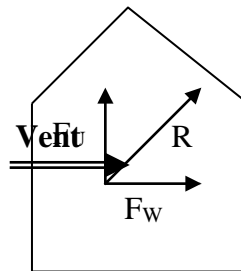
Sens y: $b = 11.9\text{ m}$; $d = 23.31\text{m}$; $h = 24.48\text{ m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{23.31}{11.9} = 1.96 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{23.31}{24.48} = 0.95 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

IV.7.étermination de la force résultante:

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture. La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

\sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j .

S_j : Aire de l'élément de surface j . F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Pour $C_{pi} = 0.5$:(sens transversal).

Tableau.IV.68. Les forces transversales

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	103.5	47.70	36.38	-4936.95	-3765.33
4.59	103.5	47.70	36.38	-4936.95	-3765.33
7.65	103.5	47.70	36.38	-4936.95	-3765.33
10.71	103.5	47.70	36.38	-4936.95	-3765.33
13.77	103.5	47.70	36.38	-4936.95	-3765.33
16.83	114	47.70	36.38	-5437.8	-4147.32
19.89	122.77	47.70	36.38	-5856.129	-4466.37
22.95	130.39	47.70	36.38	-6219.603	-4743.59

$$R_x = -1021752.155N=1021.752KN$$

$$R_y = -888993.831 N=888.993KN$$

Pour $C_{pi} = - 0.8$:(sens longitudinal).

Tableau.IV.69. Les forces longitudinal

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-568.58	47.70	36.38	-27121.27	-20684.94
4.59	-568.58	47.70	36.38	-27121.27	-20684.94
7.65	-568.58	47.70	36.38	-27121.27	-20684.94
10.71	-568.58	47.70	36.38	-27121.27	-20684.94
13.77	-568.58	47.70	36.38	-27121.27	-20684.94
16.83	-1368	47.70	36.38	-65253.6	-49767.84
19.89	-1166.26	47.70	36.38	-55630.6	-42428.54
22.95	-977.73	47.70	36.38	-46637.72	-1014.11

$$R_x = 6543.705N=6.543KN$$

$$R_y = 5693.444N=5.693KN$$

Conclusion

L'effort tranchant à la base dû au vent est négligeable devant l'effort tranchant à la base dû au séisme. Donc le risque de renversement n'aura pas lieu.

CHAPITRE 5

Ferrailage des éléments structuraux

IV.1.Introduction:

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le BAEL91 mod99 et le règlement parasismique algérien RPA99 v2003, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

V.2. Ferrailage Des Poteaux :**V .2.1. Les Poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

V.2.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**Tableau.V.70.** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V. 2.1.2 Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

- **Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q (1)

- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (Article 5.2)

G+Q+E.....(2)

0.8G+E.....(3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1) N_{\max} ; M_{corr}
- 2) M_{\max} ; N_{corr}
- 3) N_{\min} ; M_{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.2. Etapes de calcul :

A. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

*Leur pourcentage minimal sera de :

$A_{\min} = 0,9 \% b \times h$ en Zone III.

*Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

*Le diamètre minimum est de 12mm

*La longueur minimale des recouvrements est de :

- 50 en zone III

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zone III.

Tableau.V.71. Poteaux rectangulaire (Resultants donnés par Robot)

ELU		G + Q +E		0,8G + E		ELS	
N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)
1926.05	17.13	161.05	1035.32	13.99	1.16	1410.12	12.57

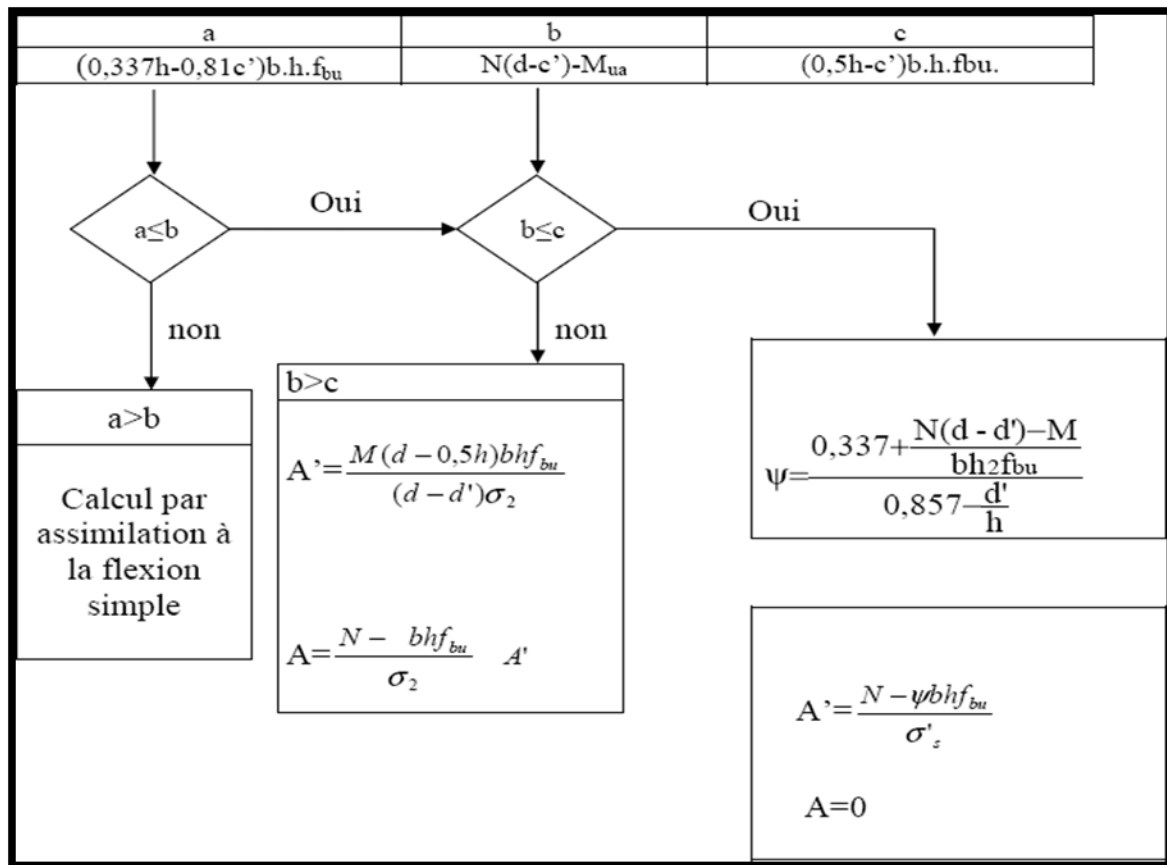


Fig.V.53 Organigramme De Calcul Du Ferrailage En Flexion Composee.

✓ **Calcul du ferrailage****1^{er} cas E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article.A.4.3.5** du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$L_f/h \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right).$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués. $e_a = \max (2\text{cm} , L/250)$

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = \mathbf{2 \text{ cm}}.$$

e₂: excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} . (2 + \alpha.\Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times h_e$$

Tableau.V.72. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.889	2	2.889	0.833	3.772

→ Le center de pression se trouve à l'intérieur de la section Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 1926.05 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 17.3 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$C' = 3 \text{ cm}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tableau.V.73. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation

M_{corrigé} KN.m	A (MPa)	B (MPa)	M_{ua} (MN.m)
73.19	0.538	0.379	0.526

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.320 < \mu_1 = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.500$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.800$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = 37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -18.35 < 0 \rightarrow A = 0$$

Tableau.V.74. récapitulatif des armatures pour combinaison ELU

μ	α	β	$A_f \text{ cm}^2$	A_{cm}^2
0.320	0.500	0.800	37	00

2^{eme} cas G+Q± E :

$$M_{\max} = 161.05 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1035.32 \text{ KN.m}$$

Tableau.V.75. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité

	e_0 (cm)	e_a (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e (cm)
excentricité	16	2	18	0.811	8.811

➡ Le canter de pression se trouve à l'intérieur de la section Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

Tableau.V.76. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation

M_{corrigé} KN.m	A (MPa)	B (MPa)	Ma (MN.m)
187.39	0.639	0.0656	0.421

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

Tableau.V.77. récapitulatif des armatures pour combinaison G+Q+E

μ	α	β	A_fcm²	A cm²
0.009	0.011	0.995	20.7	00

✓ **3^{eme}cas 0,8G+E :**

$$N_{\min} = 13.99 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 1.16 \text{ KN.m.}$$

Tableau.V.78. Tableau récapitulatif des résultats d'excentricité

	E0 (cm)	Ea(cm)	e1(cm)	e2(cm)	e (cm)
excentricité	8.2	2	10.4	0.811	11.011

$$N \underbrace{(d - c')}_{(B)} - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \underbrace{(A)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

Tableau.V.79. Tableau récapitulatif des résultats de sollicitation

M_{corrigé} (KN.m)	A (MPa)	B (MPa)	Ma (MN.m)
1.54	0.700	0.006	0.0046

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

Tableau.V.80. récapitulatif des armatures pour combinaison 0.8G+E

μ	α	β	$A_f \text{ cm}^2$	$A \text{ cm}^2$
0.002	0.005	0.998	2	1.67

• **Vérification des sections :**

- D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.
- Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}}=0,9\%(b. h)$ (zone III).
- $A_{s \text{ min}}=0,9\%(b. h)=0.009 \times 45 \times 55 = 22.28 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.81.Les choisit des sections

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	00	2.99	22.28	22.28	6HA20+2HA16 = 22.87 cm ²
G+Q±E	00			22.28	
0.8G±E	1.670			22.28	

➤ **Vérification à L’ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l’ELS sous les sollicitations de $(N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}})$.
- La fissuration est considérée préjudiciable (cas du poteau de rive) donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = \max(200 ; 201.63)\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{12.57}{1410.12} = 0,0089 \text{ m} = 0,89 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.89 < \frac{h}{6} = 9,17 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A)$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

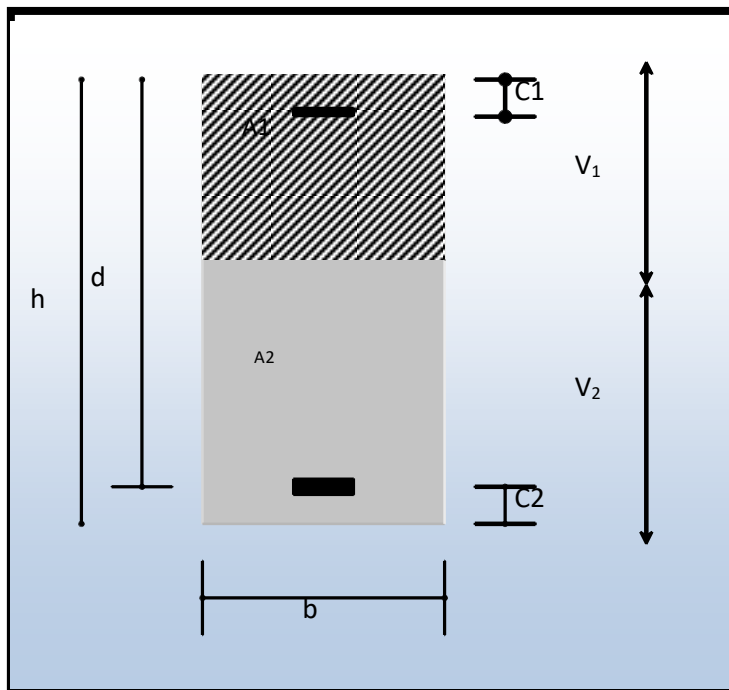


Figure.V.53. section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

B_0 (cm)	ϑ_1	ϑ_2	I_{xx} cm^2	K	σ_0	σ_b
2818.05	27.5	27.5	813355.61	0.015	5.00	5.41

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')]$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_2)]$$

Tableau V.82: Tableau récapitulatif des résultats de contrainte a ELS

σ_s^1	σ_s^2	σ_s	
80.29	69.71	201.63	CV

$$\sigma_s^1 = 80.29 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 69.71 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

✓ **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 127.72 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

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

V (N)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
127.72×10^3	450	510	0.557	1.00	CV

➤ Calcul d'armature transversale

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=235MPa$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \right); \lambda_g = (3.895) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1, 15cm)$. en prend $t = 10 \text{ cm}$

- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_t$

ϕ_e : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t=10$ cm en zone nodale et $S_t =15$ cm dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 127720 \times 100}{550 \times 400} = 217.70 \text{mm}^2 = 2.18 \text{cm}^2$$

Soit (4cadre T10=3.14 cm²)

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 127720 \times 150}{550 \times 400} = 326.56 \text{mm}^2 = 3.27 \text{cm}^2$$

Soit (5cadre T10 =3.93 cm²)

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_e}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_e}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_e}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_e ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}).....$ Condition Vérifier

Les Resultats Sont Resumes Dans Les Tableaux Suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

Tableau.V.83.Ferraillage des poteaux.

$S_{pot}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
55x45	22.28	6HA20+2HA16	22.87

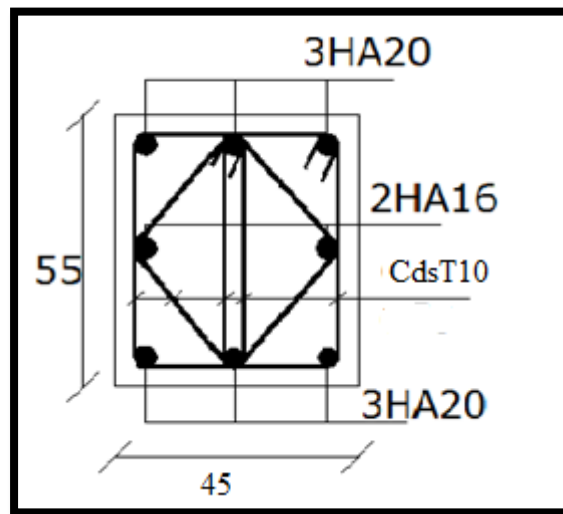


Fig.V.54. Schéma de ferraillage des poteaux.

V.3. Ferrailage Des Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Sesont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis la durabilité.

V3.1.Les Combinaisons De D'actions

✓ À l'ELU \longrightarrow $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots$ (BAEL 91)

✓ À l'ELS \longrightarrow $G + Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

✓ Accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \\ 0,8 G \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \end{array} \right.$

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif.

VI.3.2 Le Ferrailage

VI.3.2.1.Poutreprincipale 30x40

❖ Calcul des armatures en travées:

$$M_{ult} = 69060 \text{ N.m} \quad F_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$C' = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{0.069060}{0.30 \times (0.37^2) \times 14.2} = 0.118 \leq \mu_l = 0.392 \dots\dots A' = 0$$

$$\mu = 0.118 \longrightarrow \alpha = 0.371 \longrightarrow \beta = 0.852$$

❖ Ferrailage surappui :

La combinaison : (G+Q+Ey)

$$M_{a \max} = 145540 \text{ N.m} \quad \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{145540}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.191$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\mu = 0.191 \longrightarrow \alpha = 0.678 \longrightarrow \beta = 0.729$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{145540}{0.729 \times 37 \times 400} = 13.49 \text{ cm}^2$$

➤ Verification necessaries pour les pouters :

✓ La condition de non fragilité

$$✓ \quad A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.340 \text{ cm}$$

✓ Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudin aux surtout la longueur de la poutre est de 0.5% en toutesection : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

Tableau V.84. Tableau récapitulatif des résultats armature de poutre principal

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
En travées	6.30	1.340	6	1.2	6.30	6HA12=6.79

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA/2} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
surappui	13.49	1.340	6	1.2	13.49	3HA25=14.73

➤ **Verification à l' E.L.S** La combinaison : (G+Q)

- La fissuration est considérée comme peutnuisible, donc iln'ya aucune verification consernantσ_s.
- la vérification de lacontrainte max du bétonn'est pa necessaries il'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau V.85. récapitulatif de verification a ELS

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f _{c28}	ᾱ	Condition
En Travée	0.371	69060	50460	1.36	25	0.43	v

➤ **Vérification de La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

T_u^{max} = 148990 N

$$\tau_{u\max} = \frac{148990}{300 \times 370} = 1.34 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa (fissuration peu prée judiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

➤ **Les Armatures Transversales**

❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, \Phi, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales RBA99(art 7.5.2.2) pag 53**

Dans la zone nodale $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 19.2 \right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

❖ Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad s'_t = 15 \text{ cm}$$

❖ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15$$

❖ **RPA 99 version 2003: (art 7.5.2.2) pag 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Avec :

b: Largeur de la section et

S: L'espacement des armatures transversales.

➤ **La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (1.34 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{BAEL} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 1.7 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.3.3. Les poutres secondaires (30*35) :

V.3.3.1. Calcule le ferraillage :

Tableau.V.86. récapitulatif de résultat de ferraillage de poutre secondaire

✓ **En Travée (À l'ELU)**

	M (N.m)	μ	$\mu\epsilon$	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre secondaire	14920	0.034	0.392	0.0915	0.963	1.39

✓ **Ferraillage surappui : La combinaison : (G+Q+Ex)**

	M (N.m)	μ	$\mu\epsilon$	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre secondaire	82700	0.190	0.392	0.670	0.732	8.83

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.2 \text{ cm}$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudin aux surtout la longueur de la pouter est de 0.5% en toutesection : $A_{min} > 0.5\% .b.h.$

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPa})$$

Tableau.V.87. Récapitulatif verification nécessaire pour les poutres

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt}(cm²)
En travées	1.39	1.2	5.25	1.05	5.25	3HA12+3HA14= 8.01

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA/2} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt}(cm²)
surappui	8.83	1.2	2.63	1.05	8.83	3HA14+3HA16 =

➤ **Vérification à l' E.L.S** La combinaison : (G+Q)

- La fissuration est considérée comme peutnuisible, donc il n'ya aucune verification consernant σ_s .
- la vérification de l contrainte max du béton n'est pas necessaries il'inégalité suivante est vérifiée :

Tableau.V.88. Récapitulatif de Vérification à l' E.L.S

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.034	14920	10820	1.38	25	0.43	V

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

$$T_u^{\max} = 64140\text{N}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{64140}{300 \times 320} = 0.664\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 0.664\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

➤ **Les Armatures Transversales**

❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right) = 1 \text{ cm soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales RBA99(art 7.5.2.2) pag 53**

❖ Dans la zone nodal $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 16.8 \right)$$

$$S_t = 8\text{cm}$$

❖ Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \quad \longrightarrow \quad s'_t = 15 \text{ cm}$$

❖ La longueur da la zonenodale : $L' = 2 \times h = 70\text{cm}$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15$$

❖ RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) pag 53

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.664 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.081 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_t = 1.35 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Tableau.V.89. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Poutre	position	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
P.P(30×40)	Travée	6HA12	6.79
	Appui	3HA25	13.85
P.S(30×35)	Travée	3HA12+3HA14	8.01
	Appui	3HA14+3HA16	10.65

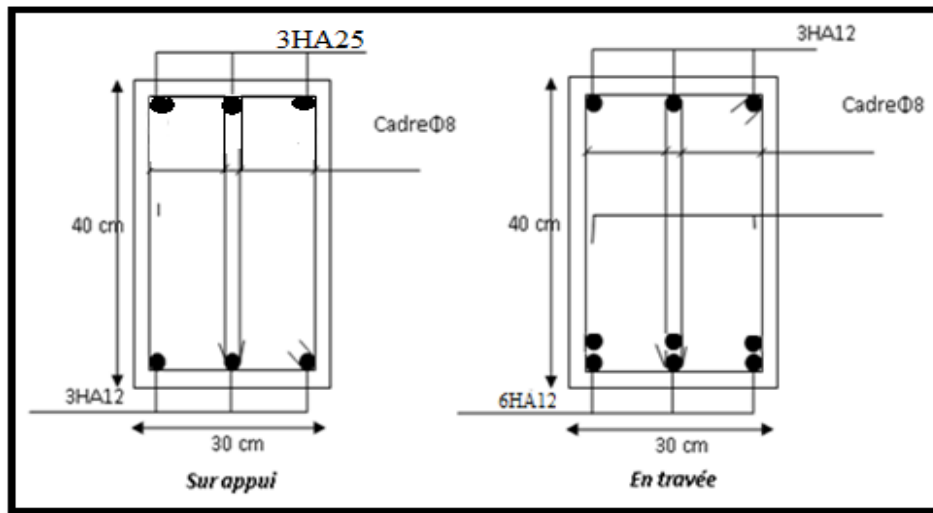


Fig.V.55. Ferraillage de la poutre principale.

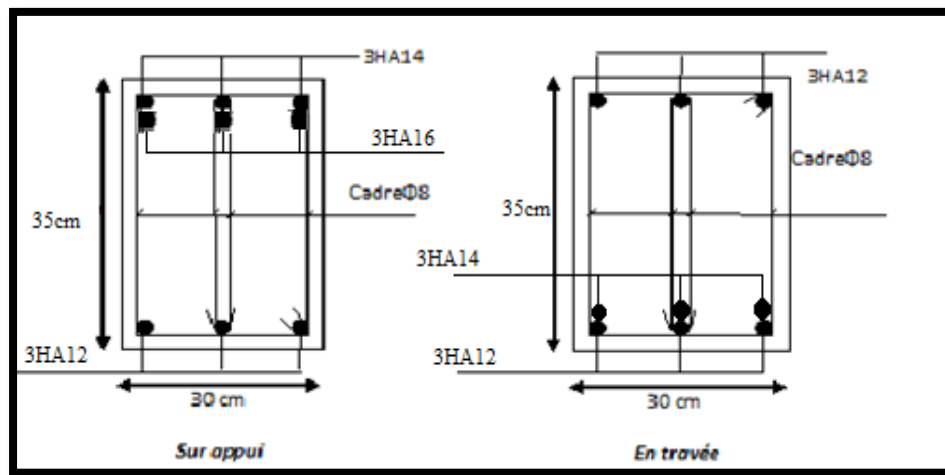


Fig.V.56. Ferraillage de la poutre secondaire

VI.4.Ferrailage des voiles:**VI.4.1.Introduction:**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.
- ✓

1) Types d'armatures :**VI.4.2.1.Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

❖ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant être au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadre horizontal dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égal à 15cm.

VI.4.2.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

2) Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical) :

VI.4.2.3.1. Ferraillage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

VI.4.2.3.2. Etapes de calcul :

✓ **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

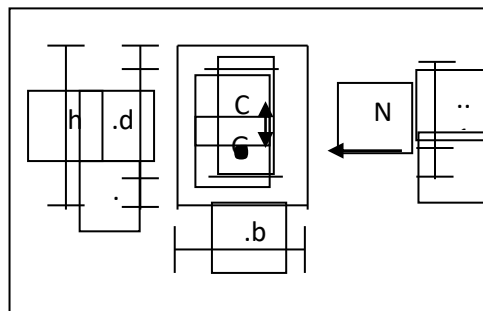
$$(e = \frac{M}{N}).$$

✓ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par : $A = 0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

Section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

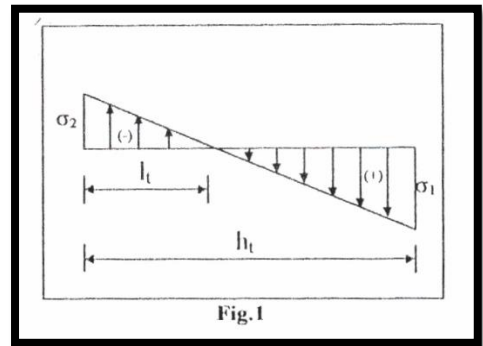
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour es voiles pleins.
$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right.$$



☒ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

○ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

○ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

○ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

VI.4.3.Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- **N = 0,8 NG ± NE**

- $M = 0,8 MG \pm ME$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = NG + N Q \pm NE$
- $M = MG + MQ \pm ME$

VI.4.3.1 Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

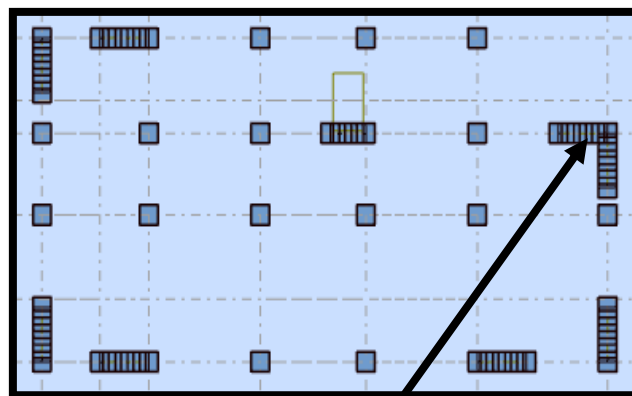
$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

VI.4.4. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

VI.4.4.1. Armatures verticales :

G+Q± E:



Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

$$M = 960.74 \text{ KN.m}$$

$$N = 377.35 \text{ KN}$$

$$L = 2 \text{ m } c' = 4 \text{ cm}$$

$$d = L - c = 1.96 \text{ m} ; \quad a = 0,15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{960.74}{377.35} = 2.55 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad A = (0.337 L - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.04) 2 \times 0.15 \times 14.2 = 2.85 \text{ MPa}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 0.96074 + 0.37735 (1.96 - 2/2) = 1.32 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.37735(1.96 - 0.04) - 1.32 = -0.60 \text{ MPa}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

VI.4.4.2. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{L} \leq \max\left(15; \frac{20e}{l}\right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{L} = \frac{20 \times 2.55}{2} = 25.5$$

$$\frac{l_f}{L} = \frac{0.5 \times 3.06}{2} = 0,77$$

$$\frac{l_f}{L} = 0,77 < 25.5 \dots \dots \dots (c.v)$$

VI.4.4.3 Calcul de ferrailage :

VI.4.4.3.1. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2}\right) = 1.32 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

Tableau.V.90. récapitulatif résultats du ferraillage de la voile

M_1 (MN.m)	μ	μ_t	α	β	$A_f(\text{cm}^2)$
1.32	0,012	0,392	0,17	0,930	18.03

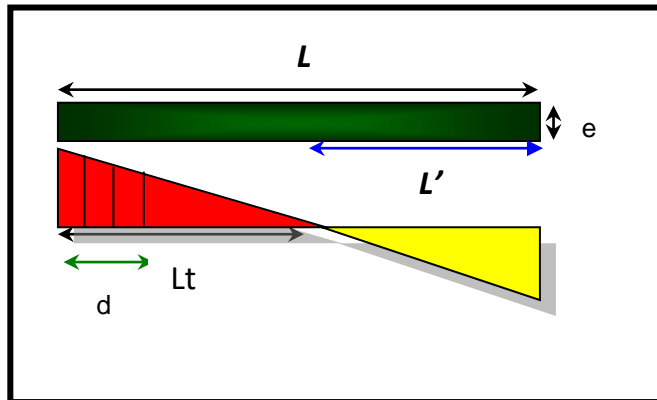
VI.4.4.3.2 Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
377350	18.03	8.60

VI.4.4.3.3.L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{377.35 \times 10^3}{150 \times 2000} + \frac{6 \times 960.74 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = 10.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{377.35 \times 10^3}{150 \times 2000} - \frac{6 \times 960.74 \times 10^6}{150 \times (2000)^2} = -8.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.86 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 0.86 \times 0.15 = 0.000258m^2 = 2.58cm^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5cm^2$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(8.60 ; 2.58)$

Alors en prend $A = 8.60cm^2$ on adopte 6HA14 = 9.24 cm²

- En zone courante

$h' = h - 2lt = 2 - 2 \times 0.86 = 0.28 m > 0$

$A_{min2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 200 \times (28) = 5.6cm^2$

$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$

Tableau.V.91. Armatures Des voiles

A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{min}^g (cm ²)	condition
8.6	5.6	22.8	4.5	Verifier

☒ **L'espacement**

D'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{10; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

➤ **Choix d'armature**

$A_{nap1} = A_{nap2} = A_{min}^g + A_{cal} = 5.63 + 7.24 = 12.87cm^2$

1.3 Choix d'armature:

- Dans zone tendue: 30 cm

Soit $6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$ $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans zone courante : 140 cm

Soit $7HA 10 = 5.5 \text{ cm}^2$ $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.4.4.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 249.71 \times 10^3}{150 \times 1960} = 1.19 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

VI.4.4.3.5 Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

* En zone courante :

$$A_{\min}^g = 0.001 \times a \times h = 0.001 \times 15 \times 200 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = \square \square \phi \square \square = \square \square \square \square \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times l_m = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

☒ Présentation du ferrailage des voiles :

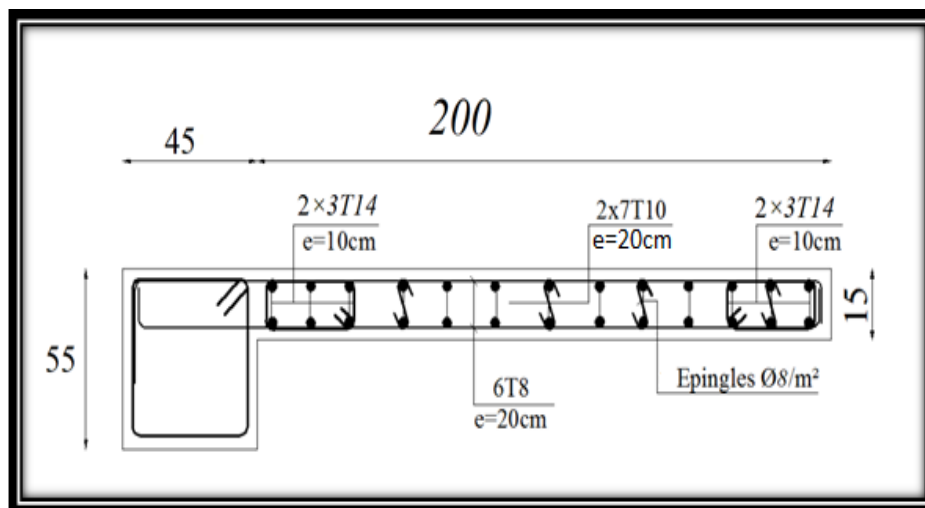


Fig.V.57. ferrailage des voiles

CHAPITRE 6

Étude de l'infrastructure

Etude Des Fondations

VII.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble
 - Différents types de fondations :
 - Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
 - Semi profondes (les puits)
 - Profondes (les pieux)
 - Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VII.2.Calcul des fondations

Choix de type de fondation

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$).

VII.4. Définition de type de semelle

Calcul la section des semelles

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$\sigma_{sol} = 1,97 \text{ bars} = 197 \text{ KN/ m}^2$ (selon le rapport de sol voir l'annexe)

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 38531.31 \text{ KN} \quad (\text{Selon Robot (E.L.S)})$$

$$S_s = \frac{38531.31}{197} = 195.60 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

$$\begin{aligned} \text{On a la surface totale du bâtiment } S_b &= (L_x \times L_y) - (l_x \cdot l_y) = (23.31 \times 11.9) - (5.4 \times 5.3) \\ &= 248.77 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 78.66\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

Remarque :

-Le radier nervuré est de loin le plus économique :

$$40 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1 \text{ m}$$

$$0.5 \text{ m} \leq H_{nervure} \leq 1.5 \text{ m}$$

- Le radier dalle n'est pas économique :

$$70 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 130 \text{ cm}$$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

Nous choisissons : radier nervuré

VII.4. Radier nervuré général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :****- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

1) Selon la condition empirique (condition de coffrage) :• **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

• **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

2) Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.4\text{m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.4^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,8066 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

A partir des deux conditions (1) et (2)

⇒ On prend : hauteur totale du radier nervure $h_t = 80 \text{ cm}$ (dalle +nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_0 = 35 \text{ cm}$; largeur du nervure $b = h_{\text{poteau}} = 55 \text{ cm}$

▪ **Calcul de surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

ELU : 52581.75 KN

ELS : 38531.31KN

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{adm}}}$$

N_{ser} : Effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELS.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol = 1.97 bar. (Selon le rapport de sol voir l'annexe)

poids de la superstructure = 38531.31 KN Selon Robot (E.L.S)

$$h_t = h_{\text{infr}} - h_f = 4 - 0,8 = 3.2\text{m}$$

$$V_T = h_t \times S = 3.2 \times (248.77) = 796.06\text{m}^3 ;$$

$$P_{\text{Remblaie}} = N_{\text{inf}} = V_{\text{Remblaie}} \times \gamma_S = 796.06 \times 18 = 14329.08 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 38531.31\text{KN}$$

$$N_{\text{Tot}} = N_{\text{ser}} + N_{\text{infr}} = 38531.31 + 14329.08 = 52860.39 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} = \frac{52860.39}{1.97} = 268.33 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment $S_b = 248.77 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier

$$(S_b = 248.77\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 268.33 \text{ m}^2),$$

à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y) - (l_x + l_y))$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (23.31 m)

L_y: largeur en plan (11.90 m)

▪ **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 ; 30 \text{ cm})$.

On prend :

D = 0,5 m alors l'emprise totale avec D est:

$S' = 248.77 + 0,5 \times 2((23.31 + 11.9) - (5.4 + 5.3)) = 273.28 \text{ m}^2$.

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

a. 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 : $\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N_T = N_G + N_{radier}$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier}: effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$N_G = 52581.75 \text{ KN}$

$N_{radier} = 273.28 \times 0,8 \times 2.5 = 546.56 \text{ KN}$

$N_T = N_G + N_{radier} = 52581.75 + 546.56 = 53128.31 \text{ KN}$

$\sigma = \frac{53128.31}{273.28} = 194.41 \text{ KN} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 197 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{condition vérifier})$

b. vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5).

γ: poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/ m³).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 4 m).

S: surface de radier (S = 273.28 m²).

W = N_T = 53128.31 KN

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 24595.2 \text{ KN}$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$53128.31 \geq 24595.2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL 91) (Art : 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 31.5 \text{ cm}$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{52581,75 \times 1}{273.28} \cdot \frac{5.4}{2} = 519.51 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{519.51 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.64 \text{MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier :

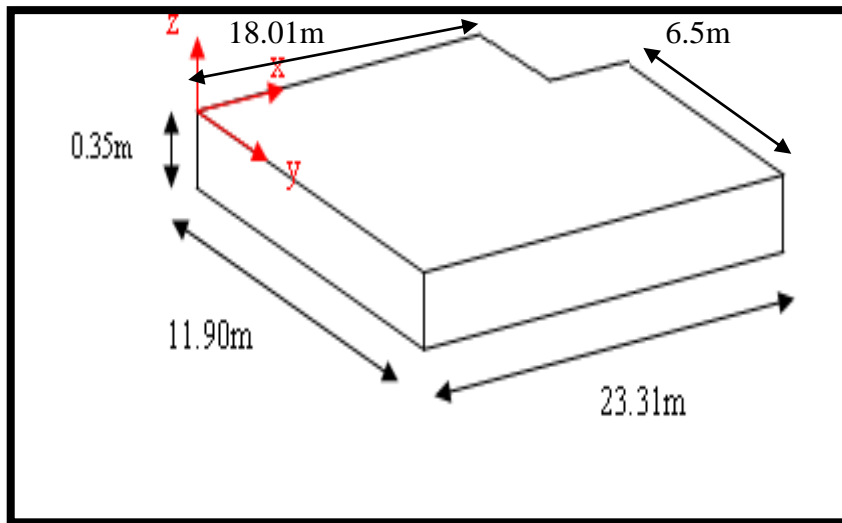


Figure.VI.58. Section équivalente au radier général

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.5 \text{m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6.41 \text{m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 12560.08m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 3273.42m^4$$

Tableau.VI.92. centre de masse.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x _g	11.5	11.00	0.50	
y _g	6.41	5.91		0.50

VI.6.Vérification de stabilité :

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= Lx ; Ly

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 33813.46 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_x = 2224.62 \text{ KN.m} \quad \Sigma M_y = 1925.14 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.93. vérification de l'excentricité.

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N _{tot} (KN)	338113.46	338113.41
M (KN.m)	2224.62	1925.14
e (m)	0.006	0.005
L / 4 (m)	5.83	2.93
Condition	Condition vérifié	Condition vérifié

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 40419.81 \text{ KN}$$

$$M_{x-x} = 2230.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 1918.58 \text{ KN.m}$$

$$S_{radier} = 273.28 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 12560.08 \text{ m}^4 \quad I_{y-y} = 3273.42 \text{ m}^4$$

$$X_G = 11.5 \text{ m} \quad Y_G = 6.41 \text{ m}$$

Tableau.VI.94. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

	G+Q+E			$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	149.95	145.86	148.93	197	Condition vérifié
Sens (Y-Y)	151.68	144.15	149.8	197	Condition vérifié

VI.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

➤ **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Tableau.VI.95. charge et sur charge

ELU	ELS
$q_u = \frac{(1.35G+1.5Q)+1.35(p_p \text{ radier} + p_p \text{ romblier} + p_p \text{ flotont})}{S_{rad}}$ $q_u = \frac{(52581.75+29440.31)}{273.28}$	$q_{ser} = \frac{(G+Q)+(p_p \text{ radier} + p_p \text{ romblier} + p_p \text{ flotont})}{S_{rad}}$ $q_s = \frac{(21807.64+38531.31)}{273.28}$
$q_u = 295.81 \text{ KN/m}$	$q_s = 217.61 \text{ KN/m}$

Après vérification on a trouvé que tous les panneaux travaillent dans 2 sens

Le plus grand panneau est le panneau de la rive (5.4m × 5,3 m).

a) l'ELU

$v = 0$; $q_u = 295.81 \text{KN/m}$

$\alpha = 5.3/5.4 = 0.98$; $0.4 < 0.98 < 1 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau :

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Fig.59. Tableau de coefficient μ_x et μ_y

$\mu_x = 0,0385$

$\mu_y = 0.978$

- donc les moments sont :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0385 \times 295810 \times 5.3^2 = 319908.16 \text{N/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.978 \times 319908.16 = 312870.18 \text{N/ml.}$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 319908.16 = 271921.94 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 312870.18 = 265939.65 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,30 \times 319908.16 = 95972.45 \text{ N/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

l'ELU:

$$v = 0.00 \quad ; \quad q_u = 295.81 \text{ KN/m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad C = 4 \text{ cm} \quad ; \quad dx = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 35 - 4 - 2/2 = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad dy = dx - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 28 \text{ cm}$$

Tableau.VI.96. Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	95972.45	271921.94	95972.45	265939.65
μ	0.075	0.21	0.073	0.20
α	0.097	0.30	0.096	0.28
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
β	0.960	0.879	0.962	0.881
As (cm ² /ml)	9.57	29.63	9.43	29.12
As min (cm ² /ml)	3.62	3.62	3.38	3.38
Choix des barres	7HA14	7HA25	7HA14	7HA25

As Choix (cm ² /ml)	10.57	34.36	10.57	34.36
Espacement (cm)	15	20	15	20

l'ELS:

$v = 0.2$; $q_s = 141$ KN/m

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa.....BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$ FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa

-A partir du tableau $\alpha = 5.3/5.4 = 0.98$

$\mu_x = 0,0459$

$\mu_y = 0.970$

- donc les moments sont :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0459 \times 217610 \times 5.3^2 = 280571.32$ N/ml.

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.970 \times 280571.31 = 272154.18$ N/ml.

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 18795.67 = 238485.62$ N/ml.

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 146341.80 = 231331.05$ N/ml.

$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0.30 \times 181795.67 = 84171.40$ N/ml.

VI.8.Calcul des armatures :

Tableau.VI.97. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radée à l'E.L.S

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	84171.40	238485.62	84171.40	231331.05
μ	0.062	0.177	0.071	0.197
α	0.080	0.245	0.093	0.276
β	0.968	0.902	0.963	0.889
As (cm ² /ml)	14.38	43.71	15.48	46.07

As.min (cm ² /ml)	3.62	3.62	3.38	3.38
Choix des barres	8HA16	10HA25	8HA16	10HA25
As Choix (cm ² /ml)	16.08	49.09	16.08	49.09
Espacement (cm)	15	20	15	20

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{295.81 \times 5.3 \times 5.4}{2 \times 5.4 + 5.3} = 525.84 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{525.84 \times 10^3}{1000 \times 300} = 1.75 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.75 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre (1m).

Tableau.VI.98. les dimension de débord

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	35	30	50	295.81	217.61

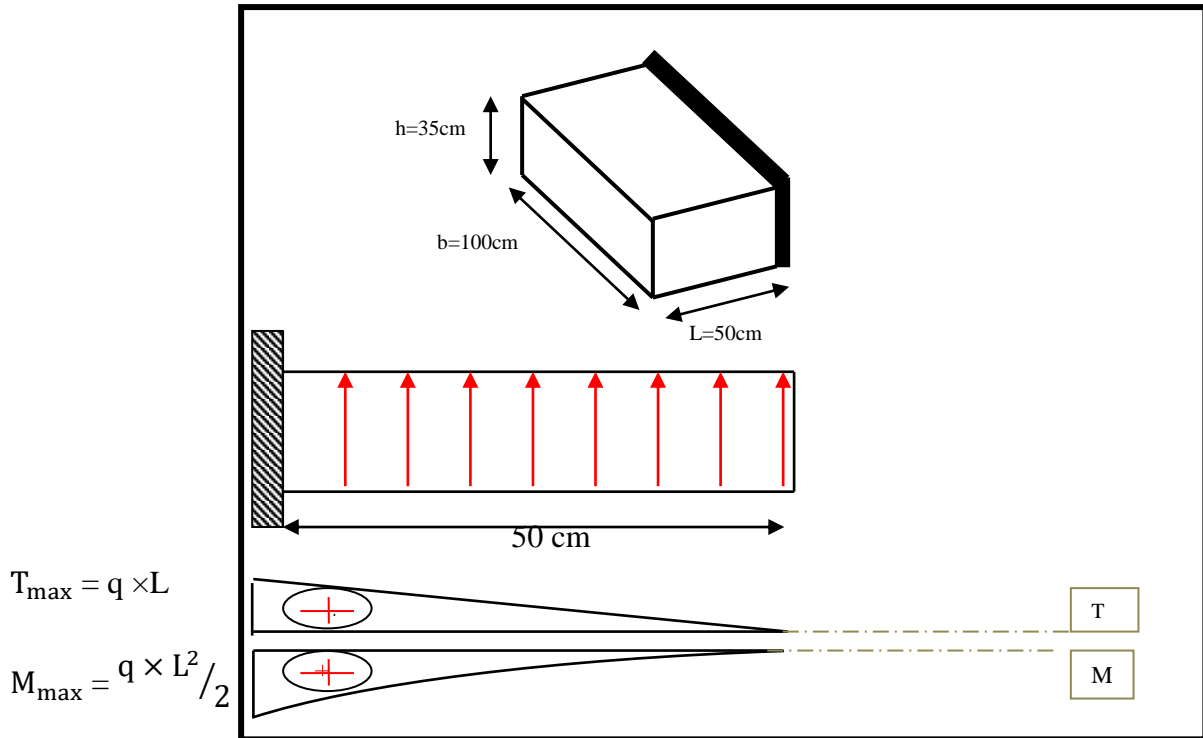


Figure.VI.60. Schéma statique du débord du radier

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

L'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 36.98 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.99. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de débord

Mu (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{Smin} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)
36.98	0,029	0,037	0,985	3.59	3.62	8.75

Donc $A_s = \max (A^{BAEL}, A_{cal}, A_{Smin})$.

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=9,24=6HA14$ /ml avec un espacement 20 cm.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31\text{cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,02=6HA8$ avec un espacement 20cm.

VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

• **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

• **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On à $\rho = 0,98 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Remarque :

Nous allons calculer l'armateur dans les deux cas ELU et ELS de la nervure la plus sollicitée et généraliser le ferrailage sur toutes les nervure.

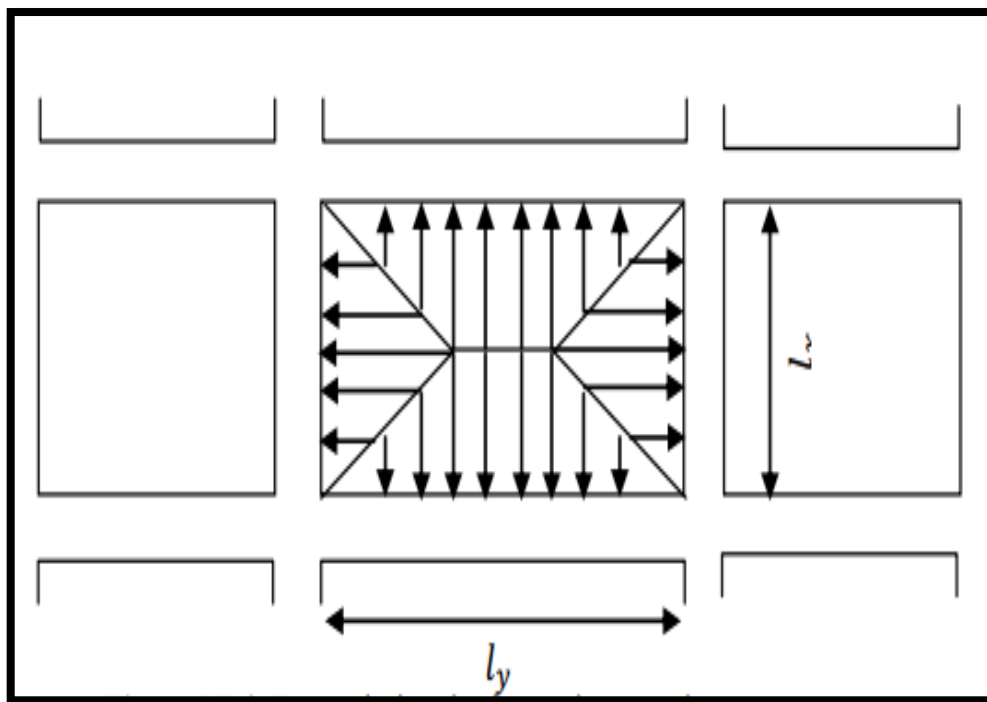


Figure.VI.61. Transmission de charge dans ces deux sens

-Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 Diagrammes des sollicitations : Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

A L'ELU :

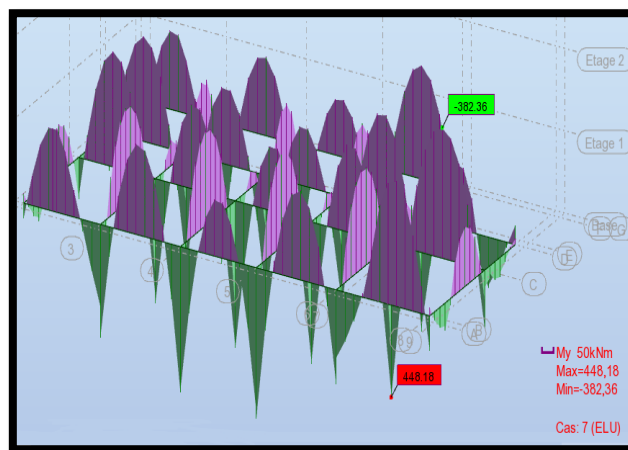


Figure.VI.62. Diagramme des moments fléchissant 'ELU

A L'ELS :

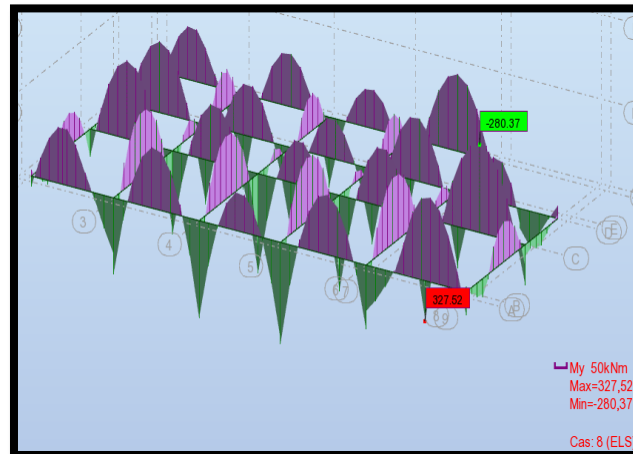


Figure.VI.63. Diagramme des moments fléchissant L'ELS

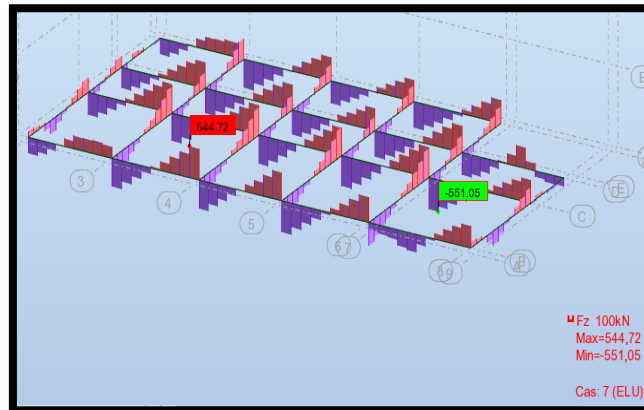


Figure.VVI.64. Diagramme des efforts tranchant

VI.11. Calcul du ferrillage :

$c = 5 \text{ cm}$; $d = h - c = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$

➤ Calcul des armatures longitudinales section (55X80)

ELU :

- En travée : $M_{u(\max)} = 382.36 \text{ kn.m} = 382360 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 448.18 \text{ kn.m} = 448180 \text{ N.m}$

$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS :

- En travée : $M_{u(\max)} = 382.36 \text{ kn.m} = 382360 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 448.18 \text{ kn.m} = 448180 \text{ N.m}$

$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Tableau VI.100. récapitulatif des résultats de ferrailage de nervure

Cas		M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	A_{BAEL} cm ²	A_{RPA} cm ²	A_{adopt} cm ²	Section adoptée cm ²
ELU	Appuis	44818 0	0.1 02	0.1 35	0.9 46	18. 15	4.40	4.98	22	22	8HA20 =25.13
	Travée	38236 0	0.0 87	0.1 14	0.9 54	15. 36	4.40	4.98	22	22	8HA20 =25.13
ELS	Appuis	32752 0	0.0 39	0.0 50	0.9 80	22. 10	4.40	4.98	22	22.1 0	8HA20 =25.13
	Travée	28037 0	0.0 33	0.0 42	0.9 83	18. 86	4.40	4.98	22	22	8HA20 =25.13

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \cdot \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% \text{ b.h}$$

La Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) :

$$8T^u_{max} = 551.05 \text{ KN} = 55050 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{551050}{550 \times 750} = .34 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ (condition vérifier)

⇒ Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20,55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

-Espacement des armatures transversales :

D'après (A.5.1, 22 BAEL 91)

$$St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

D'après (A.7.5.2, 2 RPA 99v2003)

$$St \leq \min (h / 4, 12\phi_1^{\min}, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$St' \leq h / 2 = 40 \text{ cm}$ dans la Zone courante.

On prend : $St \leq \min (St^{\text{BAEL}}, St^{\text{RPA}})$

- dans la Zone nodale : $St = 15 \text{ cm}$

- dans la Zone courante : $St = 25 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 160 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- La section de ferrailage transversal

D'après (A.5.1, 22 BAEL 91)

$$A_t \geq 0,4 \times b \times \frac{St}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 55 \times \frac{25}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99

$$A_t \geq 0,003 \cdot St \times b \geq 0,003 \times 25 \times 55 = 4,13 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 4,13 \text{ cm}^2$$

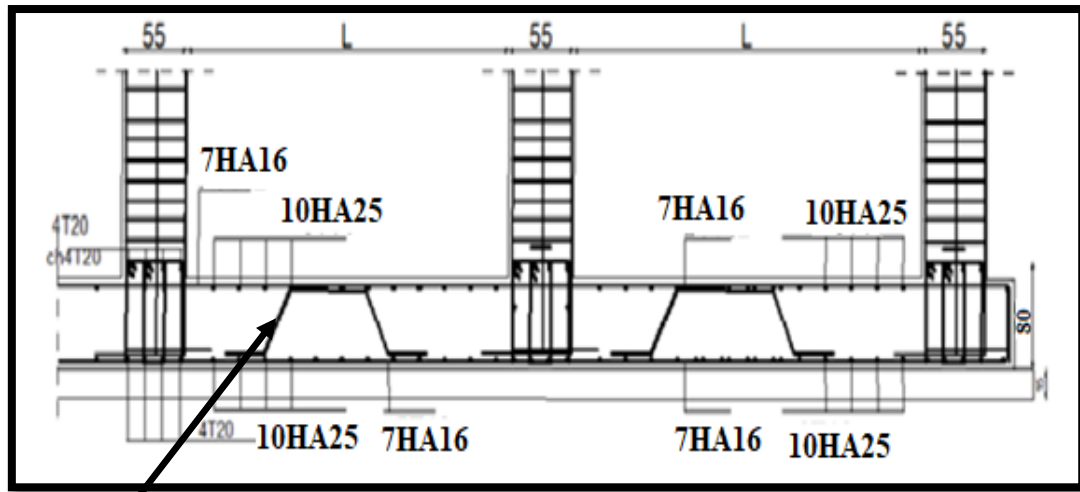
-vérification de la flèche

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{80}{540} = 0,148 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{25,13}{55 \times 75} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Présentation du ferrailage :

A. radier :



Chaise en T12

Figure.VI.65. ferrailage de la radier

B. Les nervures :

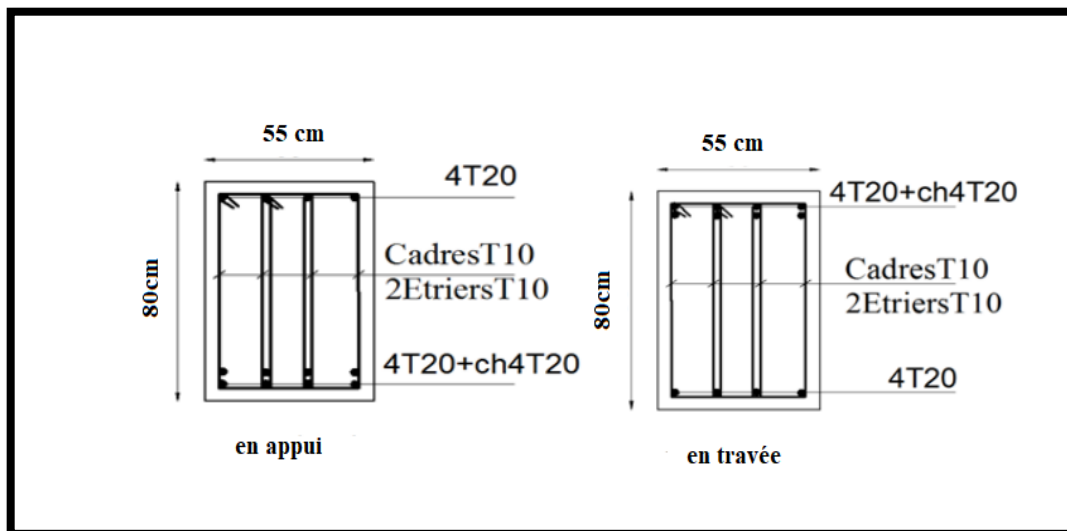


Figure.VI.66. Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui

VI.13. Les Longrines

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ RPA99 (art 10.1.1)

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	I	IIa	IIb et III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{1926,50}{12} = 160,54 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$A_s = \frac{F}{\Sigma_s} = \frac{1926,50}{348} = 5,53 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal : D'après RPA99 (Article 10.1.1.b)

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_s = 5,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6,79 cm²

Les Armatures Transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99 (Article 10.1.1.b)

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi\ell); \quad S_t = 20\text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80\text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8 = 2.01\text{ cm}^2$.

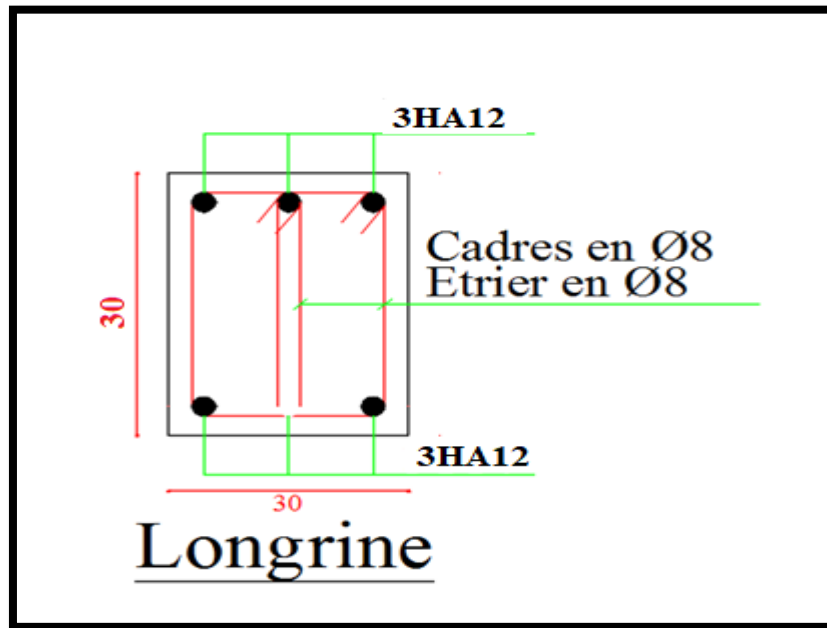


Figure.VI.67. Ferrailage de longrine.

VI.13. La dalle flottante

1. Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- ❖ Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. Mise En Œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage :

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20 x 20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure

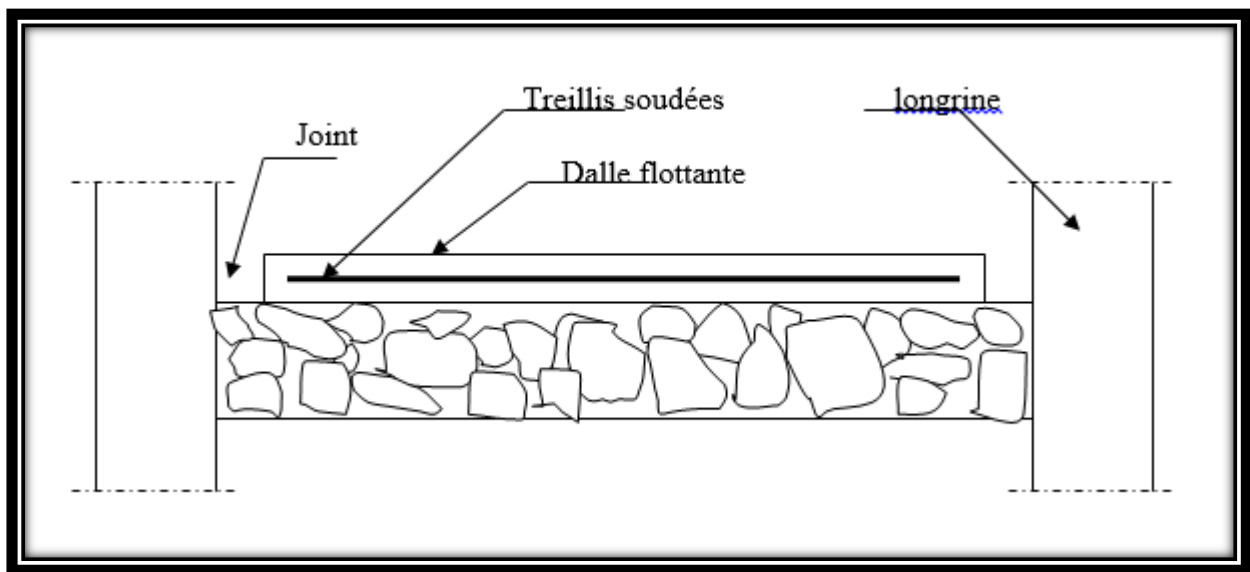


Figure.VI.68. La dalle flottante.

Conclusion

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

➤ Pour la disposition et comportement des voiles :

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

➤ Pour le ferrailage :

- On a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA.

-Le concepteur doit choisir une structure simple à dimensionner, à modéliser, et enfin à calculer pour garantir :

- une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, en vérifiant les effets du second ordre (effet P-delta).

- la résistance, et l'économie en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

En fin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une récapitulative de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Référence bibliographique

Documents :

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles BAEL 83 cours et exercices.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations
- RNV99 : Règlement Neige et Vent 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Cours :

- P.CHARON « Calcul des ouvrages en béton armé suivants les règles B.A.E.L 83 ».

Logiciels :

- Auto CAD 2019..... Dessin.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.....Analyse des structures.
- Microsoft Office Word 2013.....Traitement du texte.
- Microsoft Office Excel 2013.....Calcul.