



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCARATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la recherche Scientifique
Université de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Renforcement d'un ancien bâtiment en R+1
pour une réalisation d'un R+4+buanderie**

Réalisé Par :

HAMCHAOUI Samir
OUARET Yacine

Encadré Par :

Mr ATTAL Riad

Membre du jury

Promotion

2017 - 2018

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail

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

Nous adressons nos remerciements à notre Promoteur monsieur ATTAL pour son aide, Ses conseils durant toute la Période de notre Projet.

Nous remercions tous les enseignants à tous les niveaux, Particulièrement ceux du département de génie civil, pour tout le Savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre Formation.

Nous remercions également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

Dédicace

Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de sa vie avec les êtres qu'on aime.

Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :

À la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.

À mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.

à mon frère, et mes sœurs, mon beau-frère, mon neveu AYOUB.

à mon binôme Samir.

à toute ma famille et mes amis.

Yacine

Dédicace

Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de sa vie avec les êtres qu'on aime.

Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :

A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.

à ma très chère grande mère

à ma chère femme.

à ma chère sœur, son mari, et ma petite nièce Rahma .

à mon binôme Yacine.

à toute ma famille et mes amis.

Samir

SYMBOLES ET NOTATIONS

f_{cj}	Résistance du béton à la compression à l'âge de "j" jours
f_{tj}	Résistance du béton à la traction à l'âge de "j" jours
j	Nombre de jours
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de compression
θ	Coefficient réducteur fonction de la durée d'application des actions
σ_{bc}	Contrainte de compression
$\bar{\sigma}_s$	La contrainte limite de l'acier
$\bar{\sigma}_{Sol}$	Contrainte limite du sol
$\bar{\tau}_u$	Contrainte limite tangentielle
τ_u	Contrainte tangentielle
$\bar{\tau}_{su}$	Contrainte limite d'adhérence
E	Module d'élasticité longitudinal
E_{ij}	Module de YOUNG instantané après "j" jours
E_{vj}	Module de YOUNG différé après "j" jours
ν	Coefficient de poisson
f_e	Limites d'élasticité de l'acier
ρ_0	Coefficient qui dépend du type d'acier
λ	Elancement géométrique
L_r	Langueur de recouvrement
L_f	Langueur de flambement
i	Rayon de giration
Br	Section réduite
h_e	Hauteur libre
A_s	Section d'armature
M_{TU}	Moment équilibré
F_{bu}	Contrainte de compression du béton
μ_{bu}	Moment réduit
d	Hauteur utile
c	L'enrobage
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
A_{min}	Section d'armature minimale

A_t	Section d'armature en travée
A_a	Section d'armature en appui
A_{tr}	Section d'armature transversale
A_l	Section d'armature longitudinale
A	Section d'armature choisie
A_r	Armature de réparation
A_h	Armatures horizontale
\varnothing_t	Diamètre des armatures transversal
S_t	Espacement
I	Moment d'inertie (m^4)
y	Position de l'axe neutre
f	La flèche totale
f_{adm}	La flèche admissible
A	Coefficient d'accélération de la zone
C_p	Facteur de force horizontal
R	coefficient de comportement global de la structure
D	facteur d'amplification dynamique moyen
η	Facteur de correction d'amortissement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique du matériau
H_n	Hauteur total de la structure
C_T	Coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage
Q	Facteur de qualité
W	Le poids total de la structure
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge
Δ_k	Déplacement relatif
δ_{ek}	Déplacement du aux force sismique
ρ	Coefficient qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant
K	Coefficient de raideur du sol
F_s	Coefficient de sécurité

Liste de figures

Figure 01. Localisation du projet.....	03
Figure 02. Marteau piqueur.....	07
Figure 03. Marteau foreur.....	08
Figure 04. Brise roche hydraulique	08
Figure 05. Pince à béton.....	09
Figure 06. Disposition des poutrelles.....	12
Figure 07. Coupe transversale du plancher à corps creux.....	12
Figure 08. Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure 09. Les types de poutrelles.....	14
Figure 10. Schéma statique de la poutrelle.....	14
Figure 11. Schéma statique de la poutrelle 2.....	15
Figure 12. Ferrailage de la dalle de compression	16
Figure 13. Ferrailages des poutrelles (étage courant et terrasse accessible).....	20
Figure 14. Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).	20
Figure 15. Panneau de dalle du balcon (D1).....	21
Figure 16. Panneau de dalle du séchoir (D2)	21
Figure 17. Coupe transversal	22
Figure 18. Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	26
Figure 19. Coupe transversale des dalles pleines	26
Figure 20. Vue en plan de l'escalier	27
Figure 21. Coupe en élévation de l'escalier.	27
Figure 22. Le chargement sur les escaliers.....	28
Figure 23. Le chargement équivalent des escaliers	28
Figure 24. Coupe transversale	29

Figure 25. Schéma de ferrailage de l'escalier	31
Figure 26. Schémas statique de la poutre palière	31
Figure 27. Chargement sur la poutre palière	31
Figure 28. Schéma statique de la poutre palière	32
Figure 29. Schéma de ferrailage de la poutre palière	36
Figure 30. Coupe A-A de la poutre palière	36
Figure 31. Une coupe transversale de l'acrotère plus un schéma statique	37
Figure 32. Coupe transversal	37
Figure 33. Schéma de ferrailage de l'acrotère	41
Figure 34. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	44
Figure 35. Plan de repérage des poteaux les plus sollicités	46
Figure 36. Surface afférente plancher terrasse accessible	47
Figure 37. Surface afférente plancher étage courant	47
Figure 38. Coupe de voile en élévation.	51
Figure 39. Spectre de réponse selon X et Y	55
Figure 40. Disposition des voiles et modèle utilisé pour le calcul de la structure avec ETABS2016	56
Figure 41. Mode 1 et 2 Translation suivant l'axe (X-X) et (Y-Y).	57
Figure 42. Mode 3 rotation autour de l'axe (Z-Z)	57
Figure 43. Section d'un poteau	65
Figure 44. Schéma de ferrailage des poteaux	66
Figure 45. Schéma de ferrailage des poteaux du (4 ^{ème} étages et la buanderie)	67
Figure 49. Schéma de ferrailage des poteaux du (4 ^{ème} étages et la buanderie)	67
Figure 50. Coupe en élévation des poteaux	67
Figure 51. Schéma de ferrailage de la poutre principale	70

Figure 52. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	71
Figure 53. Répartition des moments dans les zones nodales.....	71
Figure 54. Schéma de ferrailage de la poutre principale renforcée	73
Figure 55. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire renforcée	73
Figure 56. Schéma des contraintes.....	75
Figure 57. Zones tendues et courantes dans les voiles.....	75
Figure 58. Schéma de ferrailage du Voile V_{x1} (niveau R.D.C).....	78
Figure 59. Vue en plan de la semelle	79
Figure 60. Schéma de ferrailage des semelles isolées centrales.....	81
Figure 61. Schéma de ferrailage des longrines	82
Figure 62. Fonctionnement d'une semelle excentrée avec la poutre de redressement.....	82
Figure 63. Chargement de la poutre de redressement.....	83
Figure 64. Schéma de ferrailage de la poutre de redressement.....	84
Figure 65. Coupe longitudinal de la poutre de redressement	85
Figure 66. Semelle filante.....	85
Figure 67. Charges agissantes sur la poutre de rigidité	87
Figure 68. Schéma statique de la poutre de rigidité.....	88
Figure 69. Schémas de ferrailage des semelles filantes et les poutres de rigidités	90
Figure 70. Modèle utilisé pour l'analyse du bâtiment existant	92
Figure 71. Ratio du ferrailage	93
Figure 72. Ratio du ferrailage	93
Figure 73. Vérification du ratio à (ELU ; ELS).....	94
Figure 74. Vérification du ratio à (ELA).	94
Figure 75. Modèle utilisé pour l'analyse du bâtiment en R+ 4 avec une buanderie mais sans le renforcement	96
Figure 76. Vérification du ratio.....	98
Figure 77. Injections des voiles en béton armée.	99

Figure 78. Modèle utilisé avec Injections des voiles en béton armée.	100
Figure 78. Modèle utilisé avec Injections des voiles en béton armée.	101
Figure 80. Plan repérage des voiles de renforcement	104
Figure 81. Schéma du ferrailage du voile Vx1	106
Figure 81. Schéma du ferrailage du voile Vx1	107
Figure 83. Partie piquée des poutres	107
Figure 84. Mise en œuvre des semelles de renforcement	108

Liste de tableaux

Tableau 01. Caractéristique du marteau foreur.	07
Tableau 02. Evaluation des charges sur le plancher des étages à corps creux.....	13
Tableau 03. Le ferrailage des différents types de poutrelle.	20
Tableau 04. Évaluation de charges sur Plancher étage courant en dalle pleine (D1+D2).	21
Tableau 05. Ferrailage de dalle sur trois appuis(D1).	23
Tableau 06. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment	28
Tableau 07. Évaluation des charges revenant aux paliers et la volée	28
Tableau 08. Sollicitations dans l'escalier.	29
Tableau 09. Ferrailage de l'escalier	30
Tableau 10. Vérification des contraintes à l'ELS.	30
Tableau 11. Ferrailage de la poutre palière.	32
Tableau 12. Ferrailage de la poutre palière.....	33
Tableau 13. Vérification des contraintes à l'ELS.	35
Tableau 14. Combinaisons d'actions de l'acrotère.	38
Tableau 15. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	42
Tableau 16. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage	43
Tableau 17. Dimensions préliminaires des poteaux.....	46
Tableau 18. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	48
Tableau 19. Résultats de la descente de charge du poteau (P2).....	48
Tableau 20. Valeurs des pénalités P_{q_x}, P_{q_y}	54
Tableau 21. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	56
Tableau 22. Vérification sous charges verticales.	58
Tableau 23. Vérification sous charges horizontales selon X.	58

Tableau 24. Vérification sous charges horizontales selon Y.	58
Tableau 25. Vérification de l'effort normal réduit.	59
Tableau 26. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	59
Tableau 27. Vérification des déplacements des niveaux.	59
Tableau 28. Vérification de l'effet P- Δ	60
Tableau 29. Sollicitations et armatures longitudinales calculés.....	61
Tableau 30. Les armatures Adoptées dans les poteaux.	62
Tableau 31. Armatures transversales dans les poteaux.	63
Tableau 32. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.....	64
Tableau 33. Vérification des contraintes dans le béton pour des section (SEC).....	65
Tableau 35. Vérification des contraintes de cisaillement.....	66
Tableau 36. Dimensions de la zone nodale	66
Tableau 36. Dimensions de la zone nodale	68
Tableau 38. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm ²	68
Tableau 39. Vérification des contraintes tangentielles	69
Tableau 40. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	69
Tableau 41. Vérification de l'état limite de compression du béton.	70
Tableau 42. Moments résistants dans les poteaux (sens secondaire).	72
Tableau 43. Moments résistants dans les poteaux (sens principal).	72
Tableau 44. Moments résistants dans les poutres.	72
Tableau 45. Vérification des zones nodales selon le sens principal.	72
Tableau 46. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	72
Tableau 47. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	73
Tableau 48. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm ²	73
Tableau 49. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1, Vx2 dans tous les niveaux.....	76
Tableau 50. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1, Vy2 dans tous les niveaux.....	77
Tableau 51. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité.....	83

Tableau 52. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	84
Tableau 53. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité.	88
Tableau 54. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	89
Tableau 55. Calcul de l'effort statique équivalent.	95
Tableau 56. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	96
Tableau 57. Vérification de l'effort normal réduit.	96
Tableau 57. Vérification de l'effort normal réduit.	97
Tableau 59. Vérification des déplacements des niveaux	97
Tableau 60. Vérification de l'effet P- Δ	97
Tableau 61. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	102
Tableau 62. Le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles et les portiques.	102
Tableau 63. Le pourcentage de la charge horizontale selon X et Y.	102
Tableau 64. Vérification de l'effort normal réduit.	103
Tableau 65. Vérification de la résultante des forces sismiques.	103
Tableau 66. Vérification des déplacements des niveaux.	103
Tableau 67. Vérification de l'effet P- Δ	104
Tableau 68. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X'	104
Tableau 69. Sollicitations maximales dans le poteau le plus sollicité.	109

Table des matières

Introduction	1
Chapitre 1 Présentation du projet	2
1.1 Introduction	2
1.2 Description et implantation du projet.....	2
1.3 Caractéristiques géométrique	3
1.4 Données géotechniques du site	3
1.5 Hypothèses de calcul aux états limites	3
1.6 Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés	3
1.6.1 Béton	3
1.6.2 Acier.....	4
1.7 Règlements et normes utilisés	4
Chapitre 02 Démolition et reconstruction du bâtiment	5
2.1 Démolition d'un bâtiment en (R+1).....	6
2.1.1 Procédés mécaniques	6
2.1.2 Procédés de découpage par perçage ou par sciage avec des outils diamantés	8
2.1.3 Aspect règlementaire	9
2.2 Calcul des éléments secondaire.....	12
2.2.1 Plancher à corps creux	12
2.2.2 Dalles pleines	21
2.2.3 Les escaliers	27
2.2.4 Etude de la poutre palière.....	32
2.2.5 L'acrotère.....	37
2.2.6 Poutre de chainage	42
2.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	46
2.3.1 Les poutres	46
2.3.2 Les poteaux	46
2.3.3 Les voiles	52
2.4 Etude dynamique.....	53
2.4.1 Méthode de calcul	53
2.4.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	57
2.5 Etudes des éléments structuraux	63
2.5.1 Etude des poteaux	63
2.5.2 Etude des poutres	71
2.5.3 Étude des voiles	78
2.5.4 Ferrailage	80

2.6	Etude de l'infrastructure.....	85
2.6.1	Semelles isolées	85
2.6.2	Calcul des longrines.....	88
2.6.3	Poutres de redressements	89
2.6.4	Semelles filantes (sous les poteaux)	93
2.6.5	Calcul de la poutre de rigidité.....	95
3.1	Généralités.....	101
3.1.1	Le diagnostic du bâtiment.....	101
3.1.2	Méthode de calcul	101
3.2	Analyse du bâtiment.....	102
3.2.1	Analyse de l'ancien bâtiment en (R+1)	102
3.2.2	Analyse du (R+4+Buanderie)	104
3.2.3	Analyse (R+4+Bunderie) renforcé par des voiles de contreventement	108
Chapitre 03	Le renforcement d'un bâtiment en (R+4)	100
3.1	Généralités.....	100
3.1.1	Le diagnostic du bâtiment.....	100
3.1.2	Méthode de calcul	101
3.2	Analyse du bâtiment.....	102
3.2.1	Analyse de l'ancien bâtiment en (R+1)	102
3.2.2	Analyse du (R+4+Buanderie)	104
3.2.3	Analyse (R+4+Bunderie) renforcé par des voiles de contreventement	108
Conclusion		116

Introduction

Le risque sismique pour un bâtiment est fortement lié à sa vulnérabilité et l'aléa du site de son implantation, raison pour qu'une conception parasismique de celui-ci doit être mise en place. Elle doit alors, s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique en vigueur et la mise en œuvre maîtrisée de la construction.

Cependant, les structures peuvent subir, déjà pour des séismes de magnitude moyenne à faible, des déformations inélastiques qui nécessitent une réparation ou un renforcement de certains éléments.

Actuellement il existe plusieurs méthodes pour le renforcement des structures vis-à-vis du séisme dans le but d'augmenter leurs capacités.

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul.

Parmi les nombreuses techniques de renforcement des structures les plus courantes, on trouve l'ajout des éléments structuraux pour assurer une résistance aux efforts sismiques, ces éléments peuvent être des voiles en béton armé.

Il s'agit d'ajouter des voiles en béton armé à tout bâtiment insuffisamment contreventé. Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment, ainsi l'augmentation de sa capacité

Dans notre ville, il est constaté que plusieurs anciennes bâtisses ne sont pas conformes au règlement. De plus, les propriétaires de celles-ci doivent régulariser leurs bâtisses par le biais de la loi 08/15, et cela avant le 31 décembre 2019.

De ce fait, ces derniers sont confrontés à deux choix, soit de tout démolir et rebâtir à nouveau, ou de procéder à un renforcement et mettre leurs propriétés en conformité par rapport à la réglementation en vigueur. Souvent le choix demeure économique que technique.

Le but de notre travail est de présenter en détail, les deux choix possibles, pour un ancien bâtiment en R+1, sis à Bejaia ville, où le propriétaire veut achever le bâtiment en R+4+une

buanderie. Donc de faire le choix entre démolir l'ancien bâtiment en (R+1) existant et de reconstruire à nouveau un (R+4+buanderie) conforme aux normes, ou d'ajouter trois étages et une buanderie sur le (R+1) existant et le renforcer par injection de voiles en béton armé. Etant donné que le critère de résistance doit être impérativement satisfait, le choix de la solution se fera selon le critère économique.

Ce travail contient trois chapitres, une présentation du projet en question, la première solution, de démolir et rebâtir à nouveau est bien présentée au chapitre 02, une étude de renforcement est exposée au troisième chapitre, on termine par une conclusion où on fait la comparaison entre les deux solutions, selon le critère économique.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet.

1.2 Description et implantation du projet

Objectif de notre projet consiste à faire une étude comparative entre la mise en conformité et l'achèvement d'un bâtiment existant en R+4+Buanderie (actuellement en R+1) en renforçant sa structure et l'option de tout démolir et reconstruire à nouveau un bâtiment en (R+4+Buanderie). Notre terrain est implanté au centre de BEJAIA précisément Rue Frères Mohamed classée d'après le règlement parasismique algérienne RPA comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a). Ce bâtiment a une importance moyenne avec un groupe d'usage de 2B.



Figure 01. Localisation du projet

Les coordonnées GPS : 36°45'9.16''N 5°4'26.46''E

1.3 Caractéristiques géométrique

D'après un état des lieux établi par le maître de l'œuvre, on a :

- Longueur en plan..... $L_x=11.10m$
- Largeur en plan..... $L_y=13.10m$.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H=7,96m$.
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=04.90m$.
- Hauteur des étages courants..... $h_{éta}=03.06m$.

1.4 Données géotechniques du site

D'après les des données du voisinage on a :

- Le Sol d'assise est classé meuble **S3**.
- La contrainte admissible de Sol est : $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ bar}$
- L'ancrage : $D = 1.2m$

1.5 Hypothèses de calcul aux états limites

Etat Limite Ultime (ELU) (durable ; accidentel)

États associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.

Etat Limite Service (ELS)

États correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

1.6 Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés dans le projet

1.6.1 L'ancien Béton

La résistance à la compression moyenne obtenue par le biais d'une campagne d'auscultation à l'ultra-son réalisée par le laboratoire LNHC Bejaia sur les poteaux de chaque niveau de l'ancienne bâtisse est prise égale à $\overline{f_{c28}} = 13,5 \text{ MPa}$.

Alors on aura :

- $f_{t28} = 1,41 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 8730,71 \text{ MPa}$.
- $E_{ij} = 26192,12 \text{ MPa}$.

1.6.2 Le nouveau Béton

Le nouveau béton doit avoir une résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

On aura dans ce cas :

- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$.

1.6.3 L'Acier de construction

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers sont les suivantes :

Des barres en haute adhérence

- $f_e E40 = 400 \text{ MPa}$.

Des barres rondes lisses

- $f_e E23,5 = 235 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes).
- $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentel

1.7 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- *DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;*
- *DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;*
- *DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;*
- *DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;*
- *Béton aux états limites BAEL 91/Version99.*

Chapitre 02 Démolition et reconstruction du bâtiment

Introduction

Ce chapitre consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé, d'un rez-de-chaussée, et quatre étages plus une buanderie conformément aux règles de construction algériens. Après avoir présenté la partie démolition de l'ancien bâtiment en (R+1), et l'étude de ce nouveau bâtiment, nous allons déterminer le cout de l'ensemble.

Pour cela, nous allons présenter le travail en trois parties :

- La première consiste à présenter la démolition de l'ancien bâtiment.
- Dans la deuxième, nous présentons le calcul du nouveau bâtiment.
- Enfin, les couts des deux études sera présenter une dernière partie.

2.1 Démolition d'un bâtiment en (R+1)

Introduction

Nous pouvons classer les procédés de démolition en quatre grandes familles hormis la démolition à l'aide d'outils manuels^[2], nous retrouvons ainsi :

- *Les procédés mécaniques.*
- *Les procédés utilisant l'onde de choc ou l'explosif.*
- *Les procédés thermiques.*
- *La découpe au jet d'eau à haute pression.*

Pour notre projet, nous ne pouvons utiliser les procédés précédents suscités à cause du voisinage à part les procédés mécaniques, de ce fait, nous allons s'étaler sur ces derniers dans ce qui suit :

2.1.1 Procédés mécaniques

Nous distinguons deux catégories de procédés mécaniques utilisés souvent dans une démolition^[1] :

- *Les procédés utilisant la percussion ou des vibrations ;*

- Les procédés de découpage par perçage ou sciage avec des outils diamantés ;

Procédés utilisant la percussion ou des vibrations

Cette catégorie regroupe :

- Du matériel léger
- Du matériel lourd

Matériel léger

Le matériel léger comporte le marteau piqueur et le marteau foreur ou perforateur^[3].

Marteau piqueur

Le marteau piqueur est un outil à chocs. Sa cadence est rapide (1000 à 2000 coups/minute).

La frappe pénétrante est assurée par un piston libre fonctionnant par air comprimé.

C'est un outil relativement léger (10 à 35 daN). L'énergie par coup est de 45 à 130 joules.



Figure 02. Marteau piqueur.

Marteau foreur

Le marteau foreur est un appareil qui permet de percer des trous dans le béton par rotation et percussion combinées. On l'utilise généralement pour percer des trous de faible diamètre (10 à 15 mm). l'ordre de grandeur des vitesses de rotation en fonction du diamètre à percer est démontré dans le tableau 1.

Tableau 01. Caractéristique du marteau foreur.

D (mm)	V (tours/min)	Frappe (coups/min)
10	900	10000
15	600	7000
30	500	6000
150	25	1

La figure suivante montre la façon d'utilisation du marteau foreur.



Figure 03. Marteau foreur

Matériel lourd

Le matériel lourd comprend le brise roche et la cisaille hydrauliques ainsi que le boulet^[3].

Brise roche hydraulique

Le brise roche hydraulique (BRH) est un « gros » marteau piqueur fixé au moyen d'un berceau sur le bras d'une pelle hydraulique. Son fonctionnement est assuré par la pression d'huile de l'engin porteur.

La cadence de frappe est moins élevée que celle du marteau piqueur (400 à 1000 coups/min suivant la dureté du marteau). C'est un outil lourd (100 à 2700 daN). L'énergie par coup est de l'ordre de 2000 joules.

Le principe inconvénient de ce type de matériel est qu'il engendre des vibrations.

Il existe aussi des procédés utilisant l'explosif, l'onde de choc ou l'expansion mais pour notre projet on ne peut utiliser ce procédé à cause du voisinage.

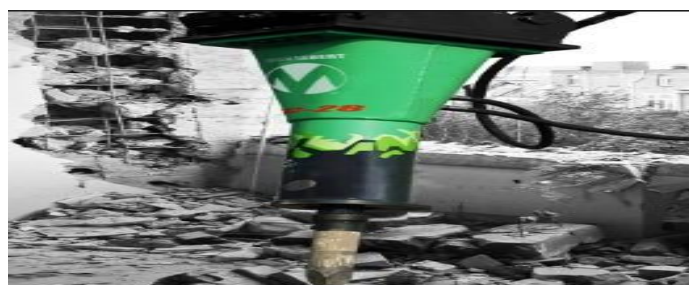


Figure 04. Brise roche hydraulique.

Pince à béton

C'est une variante du BRH. Cet appareil (figure-4-) combine le serrage et les vibrations. Comme les BRH, il est fixé sur le bras de la pelle hydraulique au moyen d'un berceau. Son fonctionnement est assuré par la pression d'huile de la pelle elle-même. L'ouverture de la pince peut aller jusqu'à 60 cm.



Figure 05. Pince à béton.

Procédés de découpage par perçage ou par sciage avec des outils diamantés

Dans le cas où il est nécessaire de sectionner une partie de l'ouvrage ou de créer des passages dans les éléments de béton, on a recours à un procédé plus précis :

Le découpage par perçage ou par sciage avec des outils diamantés.

Ce procédé, comme son nom l'indique, met en œuvre des diamants fixés dans un liant, soit d'origine métallique, soit en bakélite, soit encore en céramique.

La gamme de matériel est étendue :

- Pour le perçage, elle va du simple foret à la couronne de forage de 60 cm de diamètre. Cette technique est utilisable pour découper des éléments de 5 à 65 cm d'épaisseur.
- Pour le sciage, le diamètre des disques varie de 20 à 120 cm. Ils permettent de découper des épaisseurs de béton allant jusqu'à 40 cm.

Ces outils sont soit manuels soit montés sur un berceau^[1].

2.1.2 Aspect réglementaire

Toute démolition d'une construction doit répondre à des exigences techniques ou réglementaires, ces dernières sont régies par le **code d'urbanisme algérien** en vigueur. Les articles que nous évoquerons ci-dessous vont nous expliquer cet aspect et la démarche à suivre pour pouvoir entamer une démolition.

En premier lieu, un permis de démolir est exigé et est obligatoire avant une quelconque opération de démolition. Ce permis est une autorisation administrative écrite et préalable à l'opération de démolition.

Art. 61- Le caractère obligatoire est disposé dans l'article 60 de la loi n° 90-29 du 1^{er} décembre 1990, qui dit : « aucune opération de démolition partielle ou totale d'un immeuble ne peut être entreprise sans l'obtention au préalable d'un permis de démolir, lorsque ledit immeuble est situé sur un site classé ou en voie de classement sur la liste du patrimoine historique, architectural, touristique, culturel ou naturel, conformément aux dispositions législatives et réglementaire qui leur sont applicable, ou encore lorsque l'immeuble à démolir est solidaire de constructions mitoyennes ».

Composition de la demande du permis de démolir en Algérie

Afin d'obtenir un permis de démolir, nous devons déposer une demande. Cette dernière et selon l'article 62 du code d'urbanisme, doit être formulée et signée par le propriétaire de l'immeuble à démolir, son mandataire ou par le service ou organisme public affectataire qui devra fournir selon le cas :

- Une copie de l'acte de propriété, ou du certificat de possession conformément aux dispositions de la loi n° 90-25 du 18 novembre 1990.
- Un mandat conformément aux dispositions de l'ordonnance n° 75-58 du 26 septembre 1975.
- Une ampliation de l'acte administratif ayant prononcé l'affectation de l'immeuble considéré.

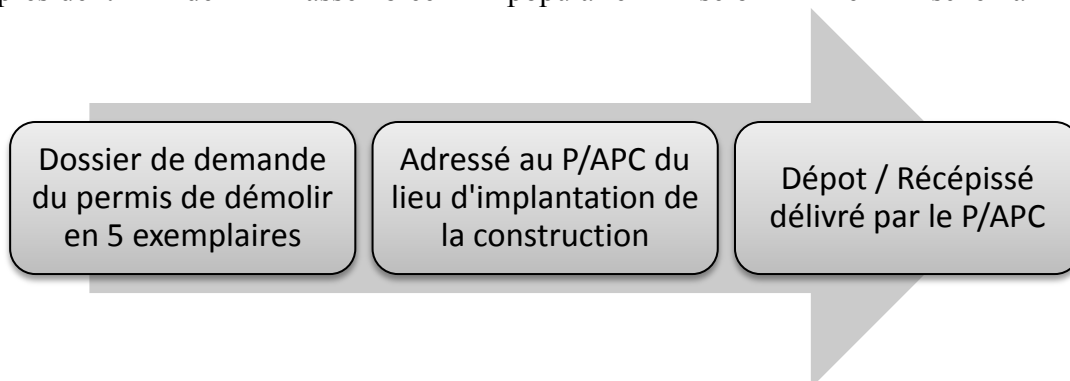
La demande du permis de démolir doit être jointe par un dossier qui comprendra :

- Un plan de situation à l'échelle (1/2000 ou 1/5000)
- Un plan de masse à l'échelle 1/500 de la construction à démolir ou à conserver dans le cas de démolition partielle.
- Un exposé détaillé des motifs de l'opération projetée, les données sur les conditions actuelles d'utilisation ou d'occupation, l'importance et la nature des travaux de démolition l'affectation éventuelle du site libéré. S'il ya lieu, une expertise technique précisant les conditions de la démolition envisagée, (rapport d'expertise. **Annexe 1**)

Le rapport d'expertise est rédigé par un ingénieur en génie civil et comprend tous les détails du bâtiment à démolir, une étude de géotechnique peut avoir lieu si nécessaire.

Dépôt de la demande du permis de démolir

Selon l'article 63 du code d'urbanisme, la demande du permis de démolir doit être adressée au président de l'assemblée populaire selon le schéma suivant :



Instruction du dossier de permis de démolir

Selon l'article 64 du code d'urbanisme algérien, la demande du permis de démolir est instruite par les services compétents de l'urbanisme de la commune au nom du président de l'assemblée populaire communale.

Dans les huit jours qui suivent le dépôt de la demande, un exemplaire de celle-ci est transmis au service de l'Etat chargé de l'urbanisme au niveau de la wilaya, qui dispose d'un délai d'un mois pour faire connaître son avis.

Le délai d'instruction est de trois mois à compter de la date de dépôt du dossier de la demande.

Délivrance du permis de démolir

- D'après l'article 65, le permis de démolir est délivré sous la forme d'un arrêté établi par le président de l'APC.
- Ce permis ne peut être refusé lorsque la démolition est le seul moyen de mettre fin à la ruine.

Affichage du permis de démolir

Selon l'article 70, il est demandé au P/APC d'afficher au niveau du siège le récépissé de demande du permis de démolir durant toute la période d'instruction de celui-ci.

Comme il est mentionné dans l'article 71 que les citoyens de la commune peuvent faire opposition par écrit au projet de démolition auprès du Président de l'APC. Cette opposition est irrecevable si elle n'est pas justifiée ou appuyée par des pièces légales à la requête d'opposition.

L'article 73 stipule que le demandeur ne peut entreprendre les travaux que 20 jours après la date d'obtention du permis de démolir et après avoir établi une déclaration d'ouverture du chantier.

D'après l'article 74, il est stipulé que le permis de démolir est considéré caduc si :

- La démolition n'est pas intervenue au bout de 5 ans
- Si les travaux sont suspendus durant 3 ans consécutifs
- Si le permis de démolir est annulé par décision de justice.

Recours en cas de refus du permis de démolir

Tout demandeur de permis de démolir qui s'est vu refusé la délivrance d'un permis de démolir a le droit d'introduire un recours hiérarchique.

La taxe sur les permis immobiliers

En Algérie le montant de la taxe lors de la délivrance du permis de démolir est calculé à raison de **300 dinars le m²** de la surface de l'emprise au sol de la construction à démolir. A titre d'exemple, le montant de la taxe à payer pour un permis de démolir d'une maison construite sur une superficie bâtie de 100 m² est 30.000 dinars algériens (3 millions de centimes).

2.2 Calcul d'un bâtiment en (R+4+buanderie)

2.2.1 Plancher à corps creux

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

2.2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale H_t .

$H_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$ avec L_{max} : La plus grande portée entre nus dans le sens de la disposition des poutrelles.

-Disposition des poutrelles

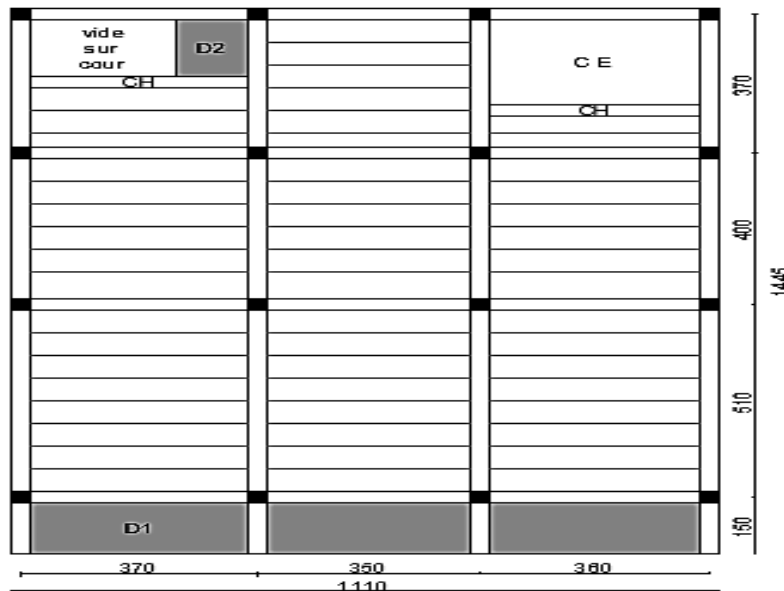


Figure 06. Disposition des poutrelles

Donc $L_{max} = 3.7 - 0.3 = 3.4\text{m}$. $H_t \geq \frac{3.7 - 0.3}{22.5} = 15.11\text{cm}$, soit $H_t = 20\text{cm}$ (16+4). $h_{cc} = 16\text{cm}$: épaisseur de corps creux ; $h_{dc} = 4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compressions.

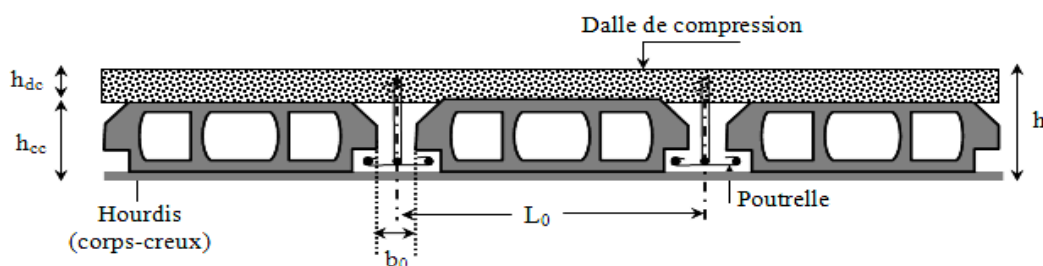


Figure 07. Coupe transversale du plancher à corps creux.

$H_t=20\text{cm}$.

$h_0 = 4\text{cm}$.

b_0 : choisit forfaitairement entre $[0.4H_t; 0.6H_t]$

$\Rightarrow b_0 = 8 \text{ à } 12\text{cm}$, soit $b_0 = 10\text{cm}$.

b : Largeur efficace avec $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{L_y \text{ min}}{10}\right)$.

$Lx=0.65\text{m}$: entre axe des poutrelles.

$L_y^{\text{min}} = 320\text{m}$: Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$\Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{60}{2}; \frac{320}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq 27.5\text{cm} \Rightarrow b=55+10=65\text{cm}$.

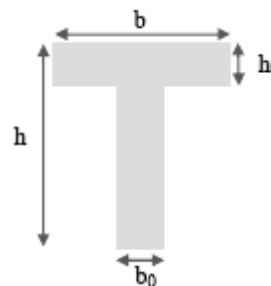


Figure 08. Coupe transversale d'une poutrelle

Différentes charges et surcharge revenant aux planchers à corps creux

Les différentes charges et surcharges revenant aux planchers sont illustré dans le tableau suivant :

Tableau 02. Evaluation des charges sur le plancher des étages à corps creux

Plancher	Référent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0,04	0,8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12	
	3	Forme de pente	22	0,03	0,66	
	4	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2	
Total	/	/	/	/	4,79	1
Terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	3	Lit de sable	18	0,03	0,54	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2	
	6	Forme de pente	22	0,03	0,66	
Total	/	/	/	/	5,09	1.5
Plancher Courant et	1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44	
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	

RDC à usage d'habitation	3	Lit de sable	18	0,02	0,36	1,5
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2	
	6	Cloison légères de séparation	9	0,10	0,9	
Total	/	/	/		5,15	1,5

Calcul des poutrelles

La figure 09 caractérise les différents types de poutrelles dans tous les niveaux.

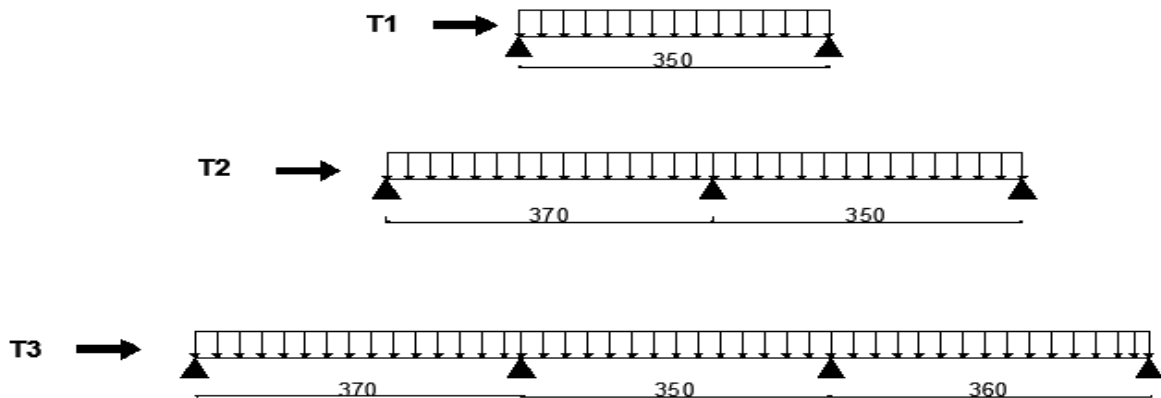


Figure 09. Les types de poutrelles.

Exemple de calcul (Etage courant)

Calcul du chargement sur la poutrelle → ($G=5.15\text{MN}/\text{m}^2$)

$$\text{ELU} : q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times l_0 = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 5.98 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) \times l_0 = (5.15 + 1.5) \times 0.65 \Rightarrow q_s = 4.32 \text{ KN/m}$$

l_0 : entre axes des poutrelles = 0.65 cm.

- Après avoir analysée les différents types de poutrelles, on a constaté que le moment en travée max est dans le type 1 (poutrelle isostatique), le moment en appuis max et l'effort tranchant sont dans le type 2 (méthode forfaitaire).

Calcul des sollicitations

Moment en travée max :

$$\text{ELU} : M_t = M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{5.98 \times 3.5^2}{8} = 9.157 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_t = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.32 \times 3.5^2}{8} = 6.615 \text{ KN.m.}$$

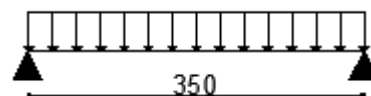


Figure 10. Schéma statique de la poutrelle 1.

Moment en appuis max :

-Moment en appuis intermédiaires max : La méthode forfaitaire est applicable.

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^u = \frac{q l^2}{8} = \frac{5.98 \times 3.7^2}{8} = 10.23 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.6 M_0^u = -6.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0^s = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.32 \times 3.7^2}{8} = 7.393 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.6 M_0^s = -4.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Moment en appuis de rives :

$$\text{ELU : } M_{\text{ariv}}^u = -0.15 \quad M_0^u = -1.54 \quad \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ariv}}^s = -0.15 M_0^s = -1.11 \text{ KN.m}$$

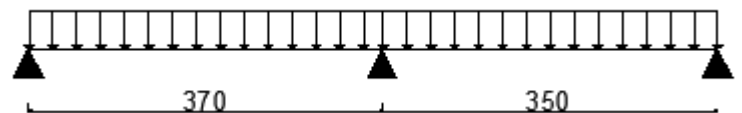


Figure 11. Schéma statique de la poutrelle 2.

-Effort tranchant max :

$$\text{ELU : } V_B^u = 1.15 \times \frac{q l}{2} = 1.15 \times \frac{5.98 \times 3.7}{2} = 12.03 \text{ KN.}$$

Ferraillage

En travée

Section en T, en flexion simple $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$,

$f_e = 400 \text{ mpa}$, FPN, $d = 0.18 \text{ cm}$, $M_t = 9.157 \text{ KN.m}$.

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 9.157 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{ELU : } \mu_{bu} = 0.0306 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad A' = 0, \quad \alpha = 0.0389, \quad Z = 0.177 \text{ m}, \quad A_t = 1.48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t.$$

En appuis

Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Appuis intermédiaires $\rightarrow M_a = -6.14 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = 0.133 < 0.186 \Rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.179 \quad Z = 0.167 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{int}} = 1.06 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_a^{\text{int}}.$$

Appuis de rives $\rightarrow M_a = -1.54 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.033 < 0.186 \Rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.042 \quad Z = 0.177 \text{ m} \quad A_a^{\text{riv}} = 0.25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_a^{\text{riv}}.$$

Choix des armatures (longitudinales)

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8; 5.71; 10) \Rightarrow \phi_t = 6\text{mm}. \text{ D'où : } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{St} = \min \begin{aligned} & (0,9d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm} \\ & \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{St} = 15 \text{ cm}. \\ & \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t,28})} = 480\text{cm} \end{aligned}$$

Ferraillage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Selon le (BAEL 91, Art.6.8)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm pour armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150 \times 150)$.

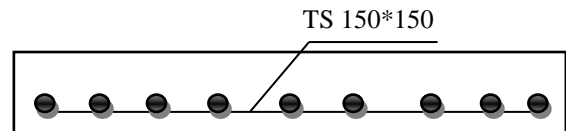


Figure 12. Ferraillage de la dalle de compression

Vérification à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,03 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,668 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min [0,20 \times f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} = \frac{12,03 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

C'est vérifié. Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad A_l = 3.05 + 0.5 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.55 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 12.03 \times 10^{-3}}{400} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[12.03 - \frac{6.14}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.111 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.111 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad a = \min(0.9d ; (30 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times 16.2 \times 0.1 \times 25 \Leftrightarrow 12.03 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN} \dots$ vérifiée.**Vérification à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier : Vérification des contraintes ; Vérification de la flèche.

La vérification de l'état limite des ouvertures de la fissuration n'est pas nécessaire, car la fissuration est peut nuisible.

Vérification des contraintes

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \text{avec } \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa et } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

En travée

$$M_{ser} = 6.615 \text{ KN.m} ; \quad A = 3.05 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

 $\Rightarrow H = 1.23 \times 10^{-2} \text{ m} > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b × h).

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - [15A \times d + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2}] = 0 \Leftrightarrow 32.5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

La solution de l'équation est $y = 4.378 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 = \frac{65 \times 4.378^3}{3} + 15 \times 3.05 (18 - 4.378)^2$$

$$I = 10307 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.615 \times 10^{-3} \times 4.378 \times 10^{-2}}{10307 \times 10^{-8}} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire

$$M_{ser} = -4.44 \text{ KN.m} ; A = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow H = 1.27 \times 10^{-2} \text{ m} > 0$$

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - [15A \times d + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2}] = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 16.95y - 305.1 = 0$$

$$\text{D'où } y = 6.3 \text{ cm}$$

$$I = 3570.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.44 \times 10^{-3}}{3570.52 \times 10^{-8}} \times 0.063 = 7.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appui de rive

$$M_{ser} = -1.11 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow H = 1.28 \times 10^{-2} \text{ m} > 0$$

Calcul de y et I

$$Y = 4.5 \text{ cm} \rightarrow I = 1822.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.5 \times 10^{-3}}{1822.5 \times 10^{-8}} \times 0.045 = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (poutrelle du plancher étage courant)

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{3.5} \geq \frac{10.52}{15 \times 10.52} \Rightarrow 0.0571 < 0.067 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.07 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} < \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.0169 > 0.009 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$L=3.5 < 8\text{m}$condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible définie par le BAEL pour une poutre de longueur inférieure à 5m est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3.5}{500} = 7\text{mm}.$$

Calcul de la flèche

$$f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Les chargements :

$$g = 5.15\text{Kn/m} \quad / \quad j = 2.85\text{KN/m} \quad / \quad p = 6.65\text{KN/m} \quad / \quad A = 3.05\text{cm}^2 \quad / \quad l = 3.5\text{m}.$$

•Les moments

$$M_t^g = M_0^g = \frac{(g \times l_0) \times l^2}{8} = 5.126\text{KN.m}$$

$$M_t^j = M_0^j = \frac{(j \times l_0) \times l^2}{8} = 2.836\text{N.m}$$

$$M_t^p = M_0^p = \frac{(p \times l_0) \times l^2}{8} = 6.615\text{KN.m}$$

•Calcul de y_G et I_0

$$y_G = 0.06456\text{m}.$$

$$I_0 = 1.9796 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

•Calcul des σ_{st} :

$$\sigma_{st}^g = 86.5\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{st}^j = 156.32\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{st}^p = 201.85\text{Mpa}.$$

•Calcul des I_f

$$I_f^{gi} = 7.827 \times 10^{-5}\text{m}^4.$$

$$I_f^{ji} = 9.2647 \times 10^{-5}\text{m}^4.$$

•Calcul des flèches

$$f_{gi} = 3.811 \times 10^{-3}\text{m}.$$

$$f_{ji} = 1.781 \times 10^{-3}\text{m}.$$

$$\text{Donc :} \quad f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (5.487 - 2.135) + (5.232 - 3.089)$$

$$f = 6.61\text{ mm} < f_{adm} = 7\text{mm}.....\text{la flèche des poutrelles est vérifiée.}$$

Le ferrailage des différents types de poutrelle est représenté dans le tableau 03.

•Calcul des E

$$E_v = 10818.56\text{Mpa}$$

$$E_i = 32456.59\text{Mpa}$$

•Calcul de λ et ρ

$$\rho = 0.0169$$

$$\lambda_i = 2.51 ; \lambda_v = 1.004$$

•Calcul des μ

$$\mu_g = 0.538$$

$$\mu_j = 0.710$$

$$\mu_p = 0.767$$

$$I_f^{gv} = 1.228 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

$$I_f^{pi} = 7.428 \times 10^{-5}\text{m}^4.$$

$$f_{gv} = 7.034 \times 10^{-3}\text{m}.$$

$$f_{pi} = 5.173 \times 10^{-3}\text{m}.$$

Tableau 03. Le ferrailage des différents types de poutrelle.

		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALE
		Section calculée	Section adoptée	S (cm ²)
		(cm ²)	(cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0,22	1HA8 = 0,5	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaire	0,9	1HA12(chap)+1HA8(fil)=1,53	2HA6=0,57
	Travée	1,14	2HA12(Fil)+1HA10(chap) = 3,05	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant et terrasse accessible	Appuis de rive	0,25	1HA8= 0,5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,06	1HA12(chap)+1HA8(fil)=1,53	2HA6=0,57
	Travée	1,48	2HA12=2,26	2HA6=0,57

Schémas de ferrailage des poutrelles

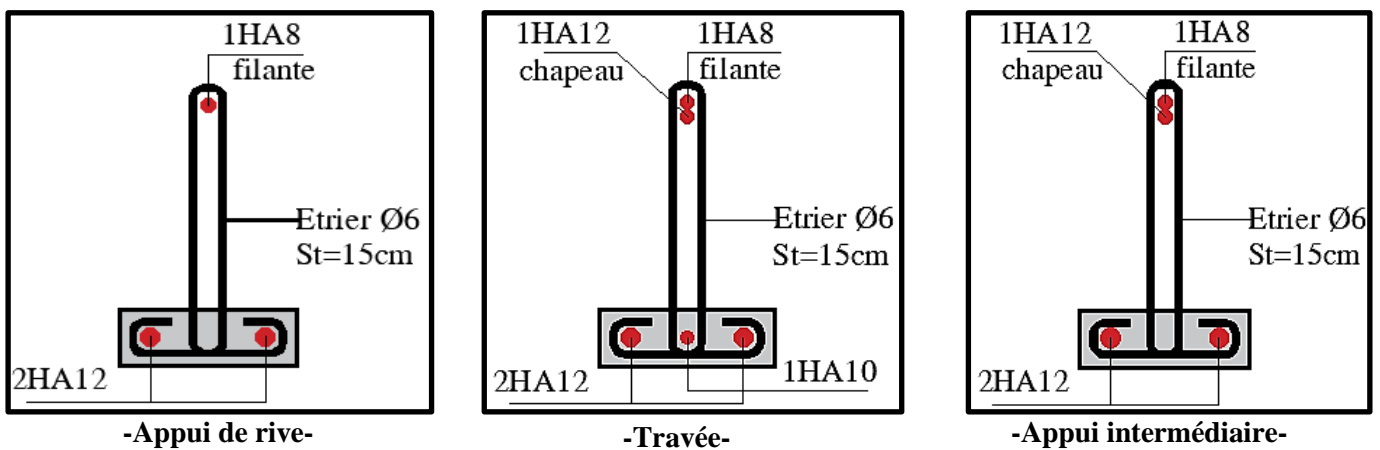


Figure 13. Ferrailages des poutrelles (étage courant et terrasse accessible)

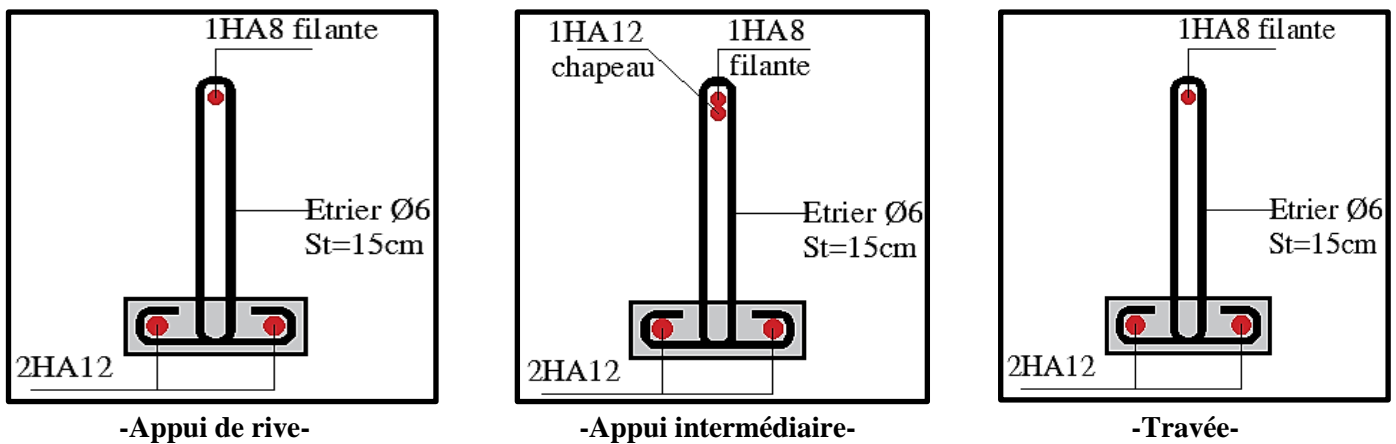


Figure 14. Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).

2.2.2 Dalles pleines

Pré dimensionnement

Dalle sur trois appuis (D1)

- Critères de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{3.4} = 0.4 = 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 appuis,}$$

$$\Rightarrow \frac{1.35}{45} \leq e \leq \frac{1.35}{40} \Rightarrow 3 \leq e \leq 3.375 \text{ cm}$$

- Critères de coupe-feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup feu.

$e = 12 \text{ cm}$ pour 2 heures de feu.

Dalle sur trois appuis (D2)

- Critères de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.1}{1.5} = 0.73 > 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{1.1}{45} \leq e \leq \frac{1.1}{40} \Rightarrow 2.44 \leq e \leq 2.75 \text{ cm.}$$

- Critères de coupe-feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup feu.

Soit $e = 12 \text{ cm}$ pour 2 heures de feu.

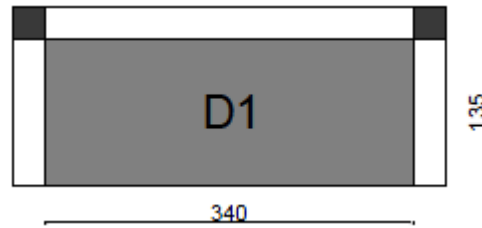


Figure 15. Panneau de dalle du balcon (D1).

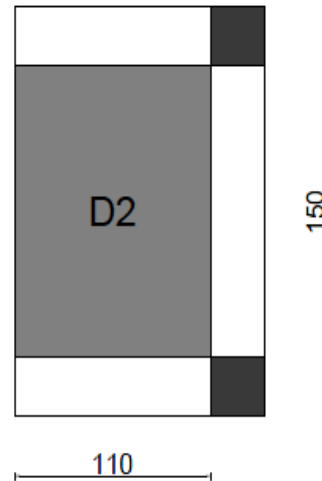


Figure 16. Panneau de dalle du séchoir (D2).

Evaluation des charges sur les planchers en dalle pleine

Tableau 04. Évaluation de charges sur Plancher étage courant en dalle pleine (D1+D2).

Plancher	Référent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)	
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44		
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4		
	Et	3	Lit de sable	18	0,02	0,36	
		4	Dalle pleine	25	0,12	3	
	(séchoir)	5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
D1	/	/	/	/	4,40	3,5	
D2	/	/	/	/	4,40	1,5	

Calcul des dalles pleines

Comme nous avons tous les panneaux de dalle sur (03) appuis, alors on prend le panneau (D1) le plus défavorable de l'étage courant et on opte sont ferrailage pour tous les panneaux de la structure.

Panneau (D1)

$\rho = Lx/Ly = 1,35/3.4 = 0,4 \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail sur un seul sens.

- Evaluation des charges

On a: $G = 4.4 \text{ KN/m}^2 / Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$. (Balcon d'un bâtiment d'habitation selon le **(DTR B.C.2.2)** $P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) = 11.19 \text{ KN/m}^2$.

$$P_s = (G + Q) = 7.9 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELU

$$\text{On a } Lx \leq \frac{Ly}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{p \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2 \times p \times Lx^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{p \times Lx^3}{6} \end{cases} \begin{cases} M_{0x} = 16.315 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.588 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments en travées et en appuis à l'ELU :

En travée

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 13.867 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 3.9 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$M_{ax}^{int} = M_{ay}^{int} = -0,5 \times M_{0x} = -8.157 \text{ KN.m}$$

Appuis de rives

$$M_{ax}^{riv} = M_{ay}^{riv} = -0,3 \times M_{0x} = -4.89 \text{ KN.m}$$

Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b=100 \text{ cm}$; $e=12 \text{ cm}$; $d=9 \text{ cm}$; $c=3 \text{ cm}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$.

En travée

Parallèle à Lx

$$M_x^t = 17.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.867 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,12$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

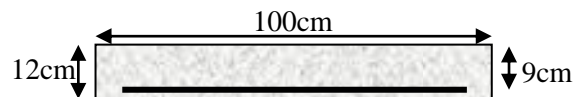


Figure 17. Coupe transversal.

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,161 \Rightarrow z = 0,084 \text{ m.}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = 4,73 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité

$$e = 12 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm} \text{ et } \rho \leq 0,4 \Rightarrow A_{x\min}^t = \rho_0 \times b \times e, \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car on a } f_c 400.$$

Donc $A_{x\min}^t = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on ferraille avec A_x^t .

Parallèle a Ly : $M_y^t = 3,9 \text{ KN.m}$

$$-\mu_{bu} = 0,0339 \Rightarrow \alpha = 0,0431 \Rightarrow z = 0,088 \Rightarrow A_y^t = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$A_{y\min}^t = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on ferraille avec A_y^t .

Choix des armatures

Parallèle à Lx

Soit **5HA12**, $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Espacement des armatures :

$$St = \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Parallèle à Ly

Soit **4HA8**, $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$St = \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}.$$

Remarque : On suit les mêmes étapes pour le calcul du ferrailage de l'appui intermédiaire et de rive, les résultats sont illustrés dans le tableau 05.

Tableau 05. Ferrailage de dalle sur trois appuis(D1).

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	X-X	13.867	0.12	0.161	0.084	4.73	0.96	5HA12=5.65	20
	Y-Y	3.9	0.034	0.043	0,088	1.26	0.96	4HA8=2.01	25
appuis intermédiaire	X-X et Y-Y	-8.157	0.071	0.092	0.086	3.87	0.96	4HA10=3.14	25
	X-X et Y-Y	-4.894	0.042	0.054	0.088	1.6	0.96	4HA8=2.01	25

Vérifications à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } V_x = V_{max} = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.19 \times 1.35}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 + 1.35^4} = 7.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0818 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement (on n'a pas besoin d'armatures transversales).

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{7.37 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.21 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifier.}$$

Vérification à l'ELS

La fissuration est peut nuisible, donc la vérification des ouvertures des fissures n'est pas nécessaire.

Vérification de la contrainte dans le béton

En travée

(On fait la vérification pour le sens le plus défavorable X-X)

$$A = 5.65 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = M_{x \text{ ser}}^t \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{0x} = \frac{p \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times p \times L_x^3}{3} = 11.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{x \text{ ser}}^t = 0.85 \times M_{0x} = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 + 84.75 y - 762.75 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 3.15^3}{3} + 15 \times 5.65 (9 - 3.15)^2$$

$$I = 3942.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{9.79 \times 10^{-3} \times 3.15 \times 10^{-2}}{3942.22 \times 10^{-8}} = 7.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

donc la vérification de l'autre sens n'est pas nécessaire.

$$\text{En appuis intermédiaires : } A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad M_{x \text{ ser}}^a = -0.5 \times M_{0x} = -5.76 \text{ KN.m} \Rightarrow y = 2.48 \text{ cm}$$

$$I = 2510.67 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \text{ la contrainte dans le béton est vérifier.}$$

$$\text{En appuis de rive : } A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad M_{x \text{ ser}}^a = -0.5 \times M_{0x} = -3.456 \text{ KN.m} \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \text{ la contrainte dans le béton est vérifier}$$

Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Sens X-X : (le plus défavorable)

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\ ser}^x}{20 \times M_{0\ ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0,12}{1,5} = 0,08 \geq 0,042 \\ \frac{7,7 \times 10^{-4}}{1 \times 0,09} = 0,0085 > 0,005 \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible définie par le BAEL pour une poutre de longueur inférieure à 5m est :

$$f_{adm} = \frac{l_x}{500} = \frac{1,5}{500} = 3\text{mm.}$$

Calcul de la flèche

$$f_x = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Les chargements

$$g = 4,4\text{KN/m} \quad / \quad j = 3\text{KN/m} \quad / \quad p = 7,4\text{KN/m} \quad / \quad A_x = 5,65\text{cm}^2 \quad / \quad l_x = 1,35\text{m.}$$

•Les moments

$$M_t^g = 5,456\text{KN.m.}$$

$$M_t^j = 3,72\text{KN.m.}$$

$$M_t^p = 9,79\text{KN.m.}$$

•Calcul de y_G et I_0 :

$$y_G = 0,0619\text{m.}$$

$$I_0 = 1,5112 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

•Calcul des σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 121,44\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{st}^j = 82,80\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{st}^p = 217,92\text{Mpa.}$$

•Calcul des I_f

$$I_f^{gi} = 8,493 \times 10^{-5}\text{m}^4.$$

$$I_f^{ji} = 1,185 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

•Calcul des flèches

•Calcul des E

$$E_v = 10818,56\text{Mpa.}$$

$$E_i = 32456,59\text{Mpa.}$$

•Calcul de λ et ρ

$$\rho = 0,00627$$

$$\lambda_i = 3,35 ; \lambda_v = 1,34$$

•Calcul des μ

$$\mu_g = 0,2858$$

$$\mu_j = 0,1201$$

$$\mu_p = 0,5142$$

$$I_f^{gv} = 1,202 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

$$I_f^{pi} = 6,106 \times 10^{-5}\text{m}^4.$$

$$f_{gi} = 0.36 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gv} = 0.7646 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{ji} = 0.176 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = 0.9003 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Donc : $f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0.7646 - 0.176) + (0.9003 - 0.36)$

$$f = 1.123 \text{ mm} < f_{adm} = 2.7 \text{ mm}$$

Schémas de ferrailage

Panneau « D1 »

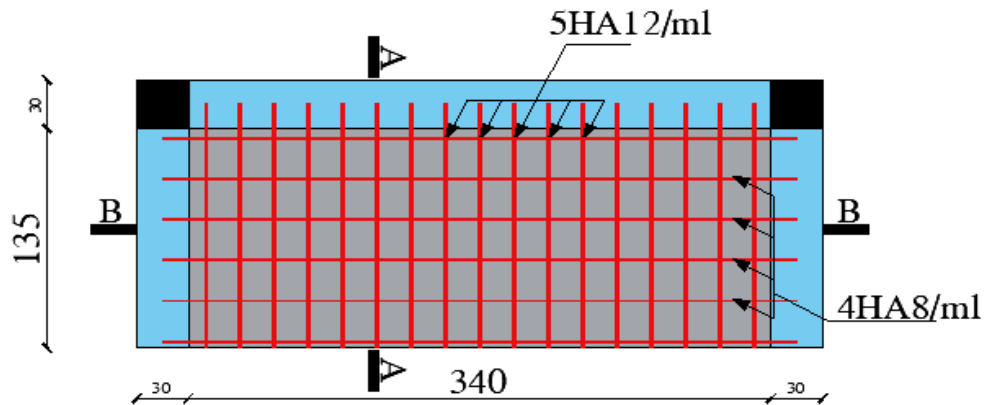
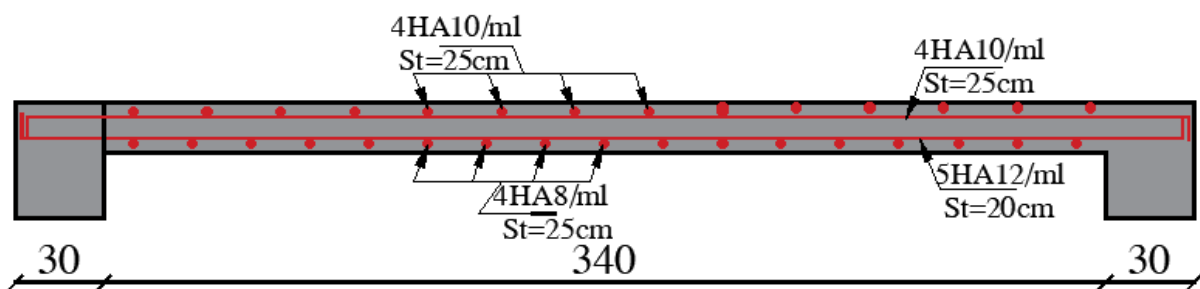
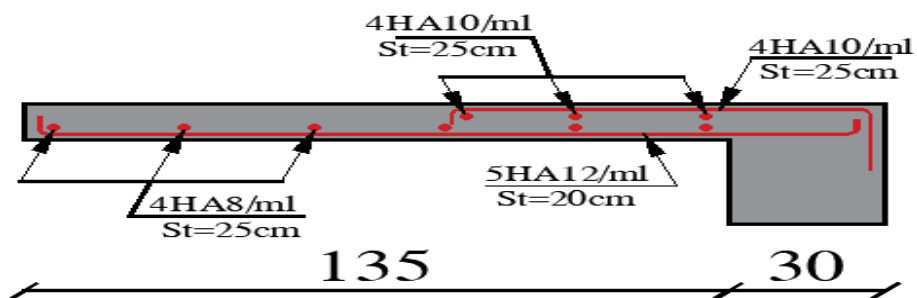


Figure 18. Schéma de ferrailage des dalles pleines



Coupe B-B



Coupe A-A

Figure 19. Coupe transversal e des dalles pleines

2.2.3 Les escaliers

Pré dimensionnement

Escaliers des différents niveaux (RDC au 4ème)

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d’un bâtiment.

Pour dimensionner les marches (g) et contre marche (h) on utilise la formule de BLONDEL

$$59cm \leq 2h + g \leq 64cm \dots\dots\dots (1)$$

Avec *h* : hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche.

Soit *g* = 28cm. ⇒ Le nombre de marche n est donné par

$$n = \frac{L}{g} = \frac{224}{28} = 8 \text{marches.}$$

Donc le nombre de contre marches n+1=9 contre marches.

$$D'o\grave{u} : h = \frac{H}{n+1} = \frac{153}{9} = 17cm.$$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59cm \leq 2 \times 17 + 28 \leq 64cm \Rightarrow 59 \leq 62 \leq 64cm, \text{ condition vérifié.}$$

Epaisseur de la paillasse

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = L_p + L_v$$

Et *L* : Longueur total entre nus d’appuis ;

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

$$L_v = \sqrt{(1,53^2 + 2,24^2)} = 2,71m$$

$$L = 1,06 + 2,71 = 3.77m \Rightarrow 12.56cm \leq e \leq 18.85cm.$$

Pour deux heures de coup feu $e \geq 11cm$.

On prend $e = 15cm$

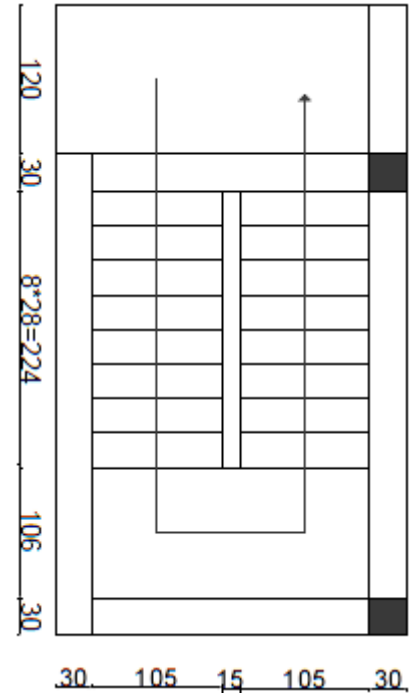


Figure 20. Vue en plan de l’escalier

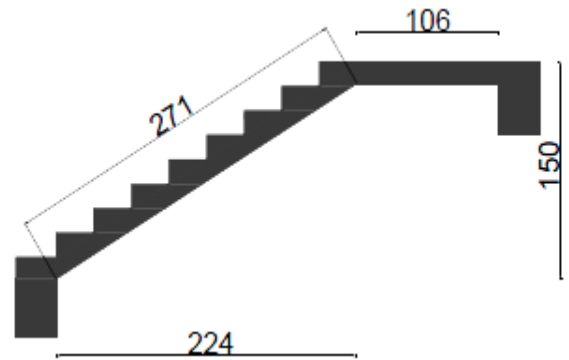


Figure 21. Coupe en élévation de l’escalier.

Tableau 06. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment

Cages d'escaliers	volées	L _p (m)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _v (m)	H (m)	L (m)	A (°)	N	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC	1	1,9	1,4	1,30	1,73	1,02	3,63	36,07	5	17	28	15
	2/3	1,06	2,24	/	2,71	1,53	3,77	34,33	8	17	28	15
étages courants	1/2	1,06	2,24	/	2,71	1,53	3,77	34,33	8	17	28	15

Evaluation des charges sur les escaliers

Le différentes charges revenants à l'escalier sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 07. Évaluation des charges revenant aux paliers et la volée.

N°	Désignation	Palier (KN/m ²)	Volée (KN/m ²)
01	Revêtements horizontal	0,44	0,44
02	Revêtements vertical	/	0,26
03	Mortier de pose horizontal	0,4	0,4
04	Mortier de pose vertical	/	0,24
05	Poids propre	3,75	4,64
06	Poids des marches	/	1,87
07	Enduit de plâtre	0,2	0,24
08	Lit de sable	0,36	/
Étage courant	G	5,15	8
	Q		2,5
RDC	G	5,15	8
	Q		2,5

a)- Volet

$$q_{volet}^u = 1.35G^{volet} + 1.5Q = 1.35 \times 8 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_{volet}^u = 14.55 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{volet}^s = G^{volet} + Q = 8 + 2.5 \Rightarrow q_{volet}^s = 10.5 \text{ KN/m}^2.$$

b)- Palier

$$q_{palier}^u = 1.35 G^{palier} + 1.5 Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_{palier}^u = 10.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{palier}^s = G^{palier} + Q = 5.15 + 2.5 \Rightarrow q_{palier}^s = 7.65 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

A l'ELU $\rightarrow q_{eq}^u = \frac{1.06 \times q_{palier}^u + 2.24 \times q_{volet}^u}{1.06 + 2.24}$.

$$q_{eq}^u = \frac{1.036 \times 10.7 + 2.24 \times 14.55}{3.3} = 13.31 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS $\rightarrow q_{eq}^s = \frac{1.06 \times 10.5 + 2.24 \times 7.65}{3.3} = 9.58 \text{ KN/m}^2.$

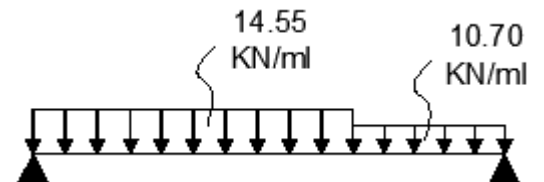


Figure 22. Le chargement sur les escaliers

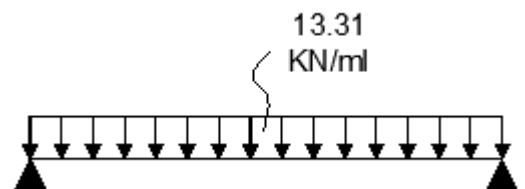


Figure 23. Le chargement équivalent des escaliers

Calcul des sollicitations

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Remarque : Puisque les appuis sont partiellement encastrés, on doit corriger les moments obtenus

$$\begin{cases} M_t = 0,75 \times M_0 \\ M_a = -0,5 \times M_0 \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 08. Sollicitations dans l'escalier.

Appuis	Réactions (KN)		V^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)		Ma_{corrige} (KN.m)		Mt_{corrige} (KN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	21.96	15.81	21.96	18.11	13.04	13.58	9.78	-9.06	-6.52
B	21.96	15.81							

Ferraillage

En travée

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec :

$$M_t^{\max} = 13.58 \text{ KN.m pour une section}$$

$$(b \times e) = (1 \text{ ml} \times 0.15 \text{ m}) \quad d=13\text{cm}, \quad f_e 400\text{Mpa}, \quad \text{FPN}, \\ f_{c28}=25\text{Mpa}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0.0565$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ Donc on est dans le pivot A

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,072 \Rightarrow Z = 0.126\text{m}. \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times Z} = 3.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min}^t = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_x^t.$$

Choix des armatures

$$\text{Soit: } A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \quad St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm};$$

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit } 3\text{HA}8/\text{ml}, \quad A_r = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad St = \frac{100}{3} = 33\text{cm} < 45\text{cm}, \text{ ok.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 09. Ferrailage de l'escalier.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopt} (cm ² /ml)	St cm	A _{rép} cm ² /ml
Travée	13,58	0,0565	0,072	0,126	3,09	1,57	5HA10 = 3,93	20	3HA8
Appuis	-9,06	0.0337	0,0481	0,127	2,04	1,57	3HA8 = 1,51	25	3HA8

Vérification a l'ELU

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{21.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.168 \text{Mpa} < 1.17 \text{Mpa}, \text{ Donc nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.}$$

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{21.96 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.63 \text{MPa}$$

$A_l = 3.93 > 0.63$ c'est vérifier.

Vérification à l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9,78	3,37	6742,6	4,88	15	Vérifiée
En appui	-6,52	2,70	4411,7	3,99	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifier :

$$\frac{H}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) \Rightarrow \frac{0.15}{3.3} = 0.044 \geq \max (0.0375 ; 0.0375) \Rightarrow 0.044 > 0.0375 \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{At}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 3.02 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

$l = 3.45 \text{m} < 8 \text{m} \dots \dots \text{vérifié.}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage des escaliers

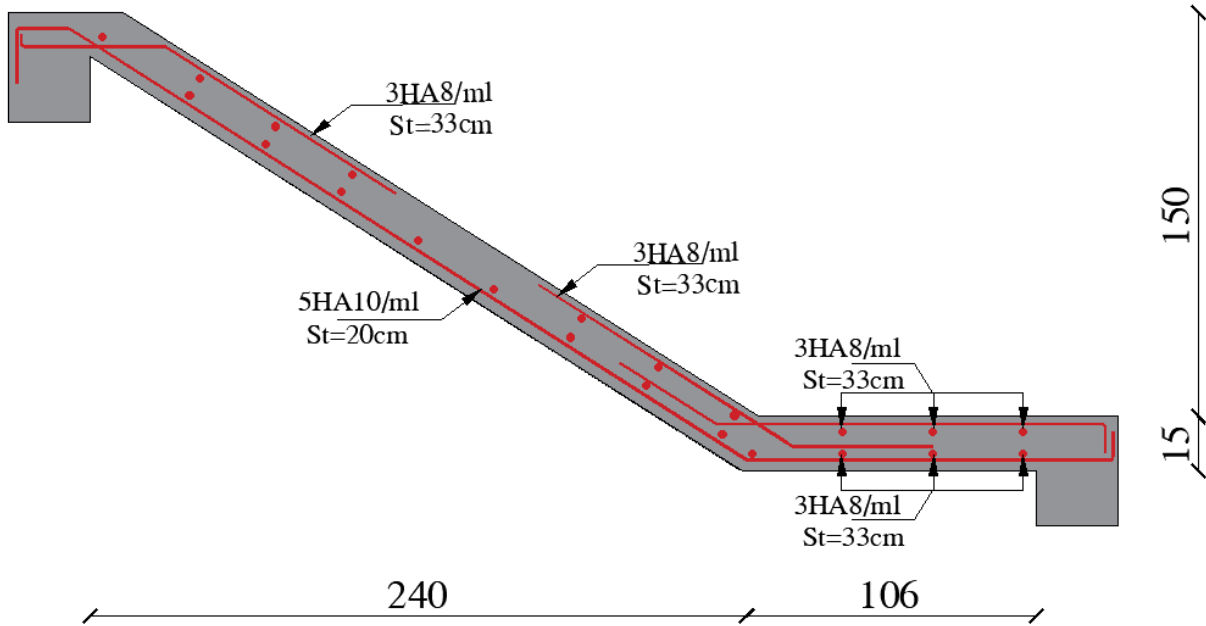


Figure 25. Schéma de ferrailage de l'escalier

2.2.4 Etude de la poutre palière

Pré dimensionnement

D'après la condition de flèche définit par le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

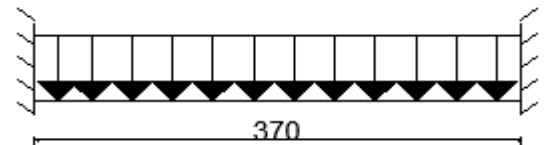


Figure 26. Schémas statique de la poutre palière

Les exigences du RPA

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, soit : } (b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

-Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,2 \text{ KN/ml}$.

-l'effet de poids du mur : $g_1 = 2.85 \times 1.53 = 3.95 \text{ KN/ml}$.

-réaction du volet : $R_B = 21.96 \text{ KN/ml}$.

La charge totale est :

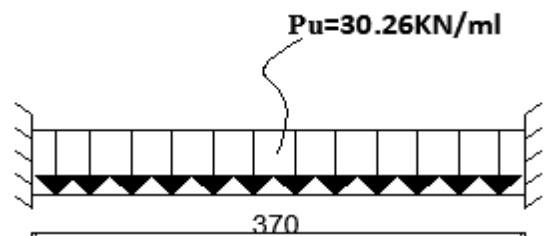


Figure 27. Chargement sur la poutre palière

$$P_U = 1.35 \times (2.2 + 3.95) + 21.96 \Rightarrow P_U = 30.26 \text{ KN/ml.}$$

$$P_S = 2.2 + 3.95 + 15.807 = 21.96 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de la poutre

Les sollicitations :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{30.26 \times 3.7^2}{8} = 51.78 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Les moments corrigés : } \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 44.02 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -25.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2, \quad d = 28 \text{ cm}, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}, \quad \text{FPN}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}.$$

Effort tranchant

$$V_U = \frac{P_U \times l}{2} = \frac{30.26 \times 3.7}{2} = 55.98 \text{ KN.}$$

Les résultats du ferraillage sont représentés dans le tableau 11.

Tableau 11. Ferraillage de la poutre palière.

Sens	V (KN)	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	55.98	44.02	0,1318	0,177	0,26	4.86	1.01
appuis		-25.89	0.077	0.1009	0.268	2.77	1.01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left[0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{55.98 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.66 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}, \text{ Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

Ferraillage à la torsion

$$M_T = \frac{M_a \times l}{2}, \text{ avec } M_a : \text{ est le moment en appuis}$$

des escaliers = -9.06 KN.m.

$$M_T = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{9.06 \times 3.7}{2} = 16.76 \text{ KN.m}$$

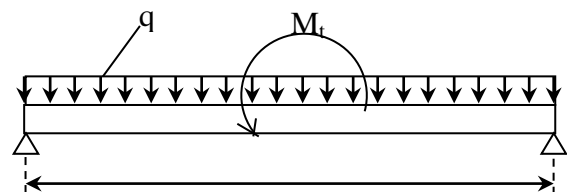


Figure 28. Schéma statique de la poutre palière

Contrainte à la torsion

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} \text{ avec : } \begin{cases} e = \frac{\phi}{6} \text{ et } \phi = \min(b=30\text{cm}; h=30\text{cm})=30\text{cm}, \Rightarrow e = \frac{30}{6}=5\text{cm}. \\ \Omega = (b-e)(h-e)=625\text{cm}^2. \end{cases}$$

$$\tau_T = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.68 \text{Mpa}.$$

La résultante des contraintes

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.66^2 + 2.68^2} = 2.76 \text{Mpa}. \quad \tau_{\text{adm}} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{Mpa}) = 2.5 \text{Mpa}.$$

$\Rightarrow \tau > \tau_{\text{adm}}$ c'est pas vérifiée.

On augmente la section de la poutre soit $(b \times h) = (30 \times 35) \text{cm}^2$

Son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{KN/ml}.$$

$$P_U = 1.35 \times (2.625 + 3.95) + 21.96 \Rightarrow P_U = 30.83 \text{KN/ml}.$$

$$P_S = 2.625 + 3.95 + 15.807 = 22.38 \text{KN/ml}.$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{30.83 \times 3.7^2}{8} = 52.75 \text{KN.m}.$$

$$\text{Les moments corrigés : } \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 44.84 \text{KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -26.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage à la flexion simple sont représentés dans le tableau 12.

Tableau 12. Ferrailage de la poutre palière.

Sens	V (KN)	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)
Travée	57,03	44,84	0,0966	0,127	0,313	4,11	1,01
Appui		-26,37	0,0568	0,0731	0,32	2,36	1,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } \bar{\tau}_u = \min \left[0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{57.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.57 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa}, \text{ Donc pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Contrainte à la torsion

$$\Omega = (b-e)(h-e) = 725 \text{cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{2 \times 725 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.23 \text{ Mpa.}$$

La résultante des contraintes

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.57^2 + 2.23^2} = 2.3 \text{ Mpa.} \quad \tau_{\text{adm}} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$\Rightarrow \tau < \tau_{\text{adm}}$ c'est vérifié.

Section d'acier à la torsion

$$A_T = \frac{M_T \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \text{ Avec } u : \text{ le périmètre} = 2[(b-c) + (h-c)] = 2[(30-5) + (35-5)] \Rightarrow u = 110 \text{ cm.}$$

$$A_T = \frac{16.76 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0725 \times 400} = 3.32 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales

$$A_{tr} = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}; \text{ On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{tr} = \frac{16.76 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0725 \times 400} = 0.48 \text{ cm}^2.$$

Vérification des espacements

$$1) \rightarrow S_t \leq \min[0.9 d; 40 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} < 29.7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_t = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$3) \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.8b[\tau_u - 0.3f_{t28}]} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.8b[\tau_u - 0.3f_{t28}]S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.054 \text{ cm}^2.$$

Donc, soit à la flexion simple $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales de RPA

a)- Zone nodal

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(8.75; 12 \times 1.2; 30) \Rightarrow \text{soit } S_t = 8 \text{ cm pour une longueur de } L' = 2 \times h = 70 \text{ cm.}$$

b)- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales

En travée

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.11 + \frac{3.32}{2} \Rightarrow A_t^{\text{tot}} = 5.77 \text{ cm}^2.$$

En appuis

$$A_a^{tot} = A_a^{Flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.36 + \frac{3.32}{2} \Rightarrow A_a^{tot} = 4.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{total} = 10.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^{RPA} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Armatures transversales

$$A_{tr} = A_{tr}^{flx} + A_{tr}^{tors} = 0.6 + 0.48 = 1.08 \text{ cm}^2. \quad A_{tr}^{MIN-RPA} = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

- Soit : $\left\{ \begin{array}{l} \text{-en travée : 3HA12 (filante) + 2HA14 (chapeau) avec } A = 6.47 \text{ cm}^2. \\ \text{-en appuis : 3HA12 (filante) + 1HA10 avec } A = 4.18 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

- Armatures transversales : 1 cadre $\phi 8$ + 1 étrier $\phi 8$ $A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2$, $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification a l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton

Calcul du moment service (M_s) $\rightarrow q_s = 22.38 \text{ KN/ml}$.

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22.38 \times 3.7^2}{8} = 38.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Les moments corrigés : } \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 32.55 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 \times M_0 = -19.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 13. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	32,55	11,73	60046,32	6,36	15	Vérifiée
En appui	-19,15	9,84	43159,02	4,37	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{H}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{3.7} = 0.094 \geq \frac{32.55}{10 \times 38.3} = 0.086 \Rightarrow 0.107 > 0.086 \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6.47 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 6.54 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $l = 3.7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \text{vérifié.}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

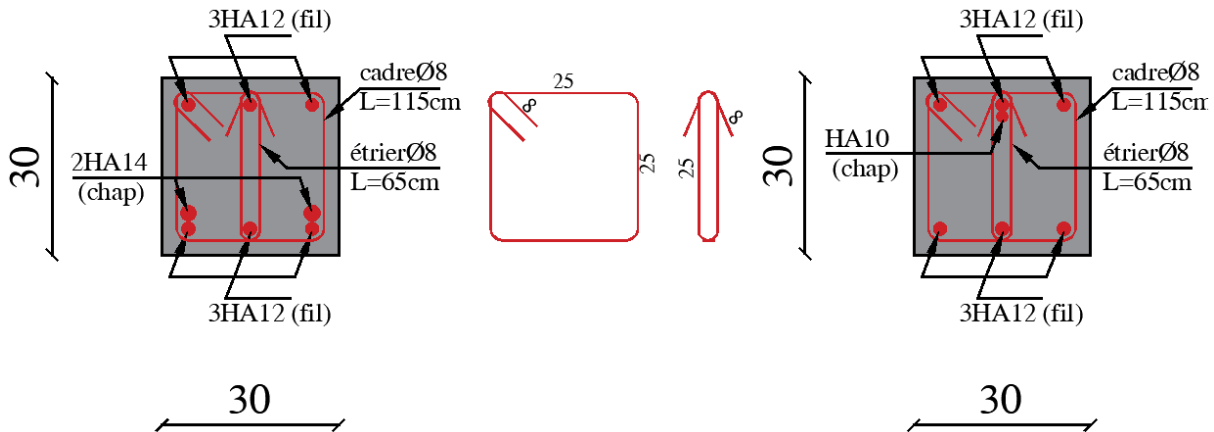


Figure 29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

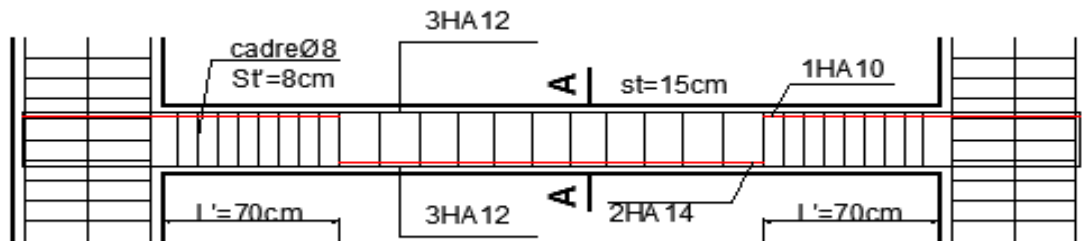


Figure 30. Coupe A-A de la poutre palière

2.2.5 L'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Il est considéré comme un garde-corps. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme + une charge d'entretien $Q=1\text{KN/ml}$.

Soit S la section de l'acrotère :

NB :

Pour notre cas nous avons deux différents types d'acrotère celui de la terrasse inaccessible et de terrasse accessible, donc nous allons vous présenter un seul type (terrasse inaccessible).

Pré dimensionnement

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.08) + \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2}\right)$$

$$S = 0.069\text{m}^2$$

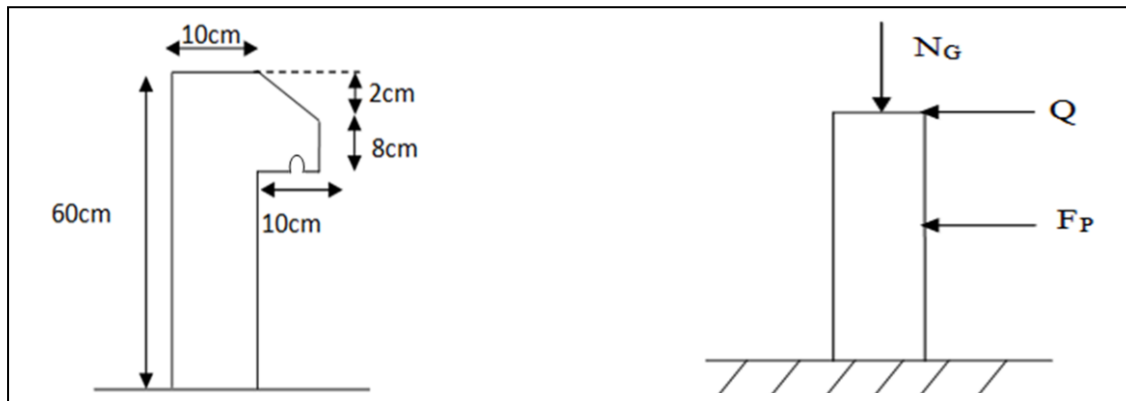


Figure 31. Une coupe transversale de l'acrotère plus un schéma statique

Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente

$$\text{Le poids propre de l'acrotère } G_0 = S \times \gamma_b \times 1 \Rightarrow G_0 = 0,069 \times 0,25 \times 1 \Rightarrow G_0 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment

$$G = \gamma_c \times e \rightarrow G = 20 \times 0,02 \rightarrow G = 0,4 \text{ KN/ml} \rightarrow G_t = 1,725 + 0,4 = 2,125 \text{ KN/ml}$$

La Surcharge d'exploitation $\rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots$ (**RPA Article 6.2.3**)

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\rightarrow A = 0,15$;

C_p : Facteur de la force horizontale ($C_p = 0,8$) ; W_p : Poids propre de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 = 1,02 \text{ KN}$.

Calcul du centre de gravité de la section

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow X_g = 6,28 \text{ cm} \quad ; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_g = 33,2 \text{ cm},$$

Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par : Un effort normal dû à son poids propre $NG = 2,125 \text{ KN}$

Les moments engendrés par ces efforts sont : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1,02 \times 0,332 = 0,3386 \text{ KN.m}$$

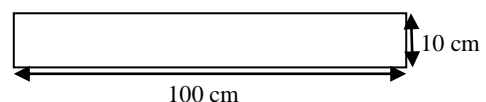


Figure 32. Coupe transversal

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau 14. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA G+Q+E	ELU 1,35G+1,5Q	ELS G+Q
N (KN)	2,125	2,868	2,125
M (KN.m)	0,9386	0,9	0,6

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Remarque

Le ferraillage le plus important est donné par la combinaison 1,35G + 1,5Q.

$$\text{Calcul de l'excentricité : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} \times 10^2 = 31,38 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 1,6 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_2 > h/6$$

⇒ la section est partiellement comprimée.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1

Par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 31,38 cm

$$e_a = \text{Excentricité accidentelle : } e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{h}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 : \text{Excentricité du second ordre : } e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

ϕ : Généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h_0}\right) \rightarrow \frac{l_f}{h_0} = 12 \leq \max\left(15 ; \frac{20 \times 0,3138}{0,1}\right) = 62,76$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 31,38 + 2 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 2,868 \text{ KN} \quad M_u = N_u \times e = 2,868 \times 0,34244 = 0,98 \text{ KN.m}$$

À l'ELU

$$N_u = 2,868 \text{ KN} \quad M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,98}{2,868} = 0,342 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m} \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N_u : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée

\Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0168 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0794 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{0,0794 \times 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,3034 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \rightarrow \text{On adopte } A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_r = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement

Armature principale

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

Armature de répartition

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit}$$

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ avec: } V_u = F_p + Q = 2,02 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0252 \text{ KN}$$

$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$ $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

À L'ÉLÉ

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \quad \sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d-y)}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s$$

Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,125} = 0,282 m > \frac{h_0}{2} = 0,05 m \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

\rightarrow Section partiellement comprimée.

Calcul de y

$$y = y_c + C \text{ Avec : } C = e_G - \frac{h_0}{2} = 0,282 - 0,05 = 0,232 m \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,1642 m^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = -0,024556 m^3 \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0,1642 y_c - 0,024556 = 0$$

La solution de l'équation (*) dépend $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = -0,5287 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h_0 - C \Leftrightarrow -0,232 \leq y_c \leq -0,132$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,4657 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,2717 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = -0,1940 \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,4679 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 16,49^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = -0,1940 \Rightarrow y = 0,038 m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d-y) = 0,0005953 m^3$$

d'où : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,125 \times 10^{-3}}{0,0005953} \times 0,038 = 0,135 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots$ Vérifiée.

Schéma de ferrailage

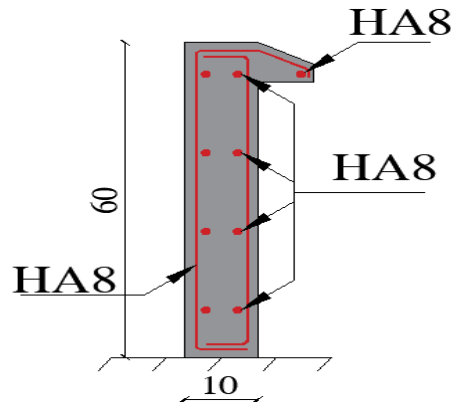


Figure 33. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2.2.6 Poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend. Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

Dimensionnement : (RPA, article 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15 \text{ cm}$.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

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

Sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

$$G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{mur} = 1.3 \times 1 = 1.3 \text{ KN/ml.}$$

$$R = (1.35G + 1.5Q) \times l_{\text{poutrelle}} / 2 = 3 \text{ KN/ml}$$

R : La charge des poutrelles sur la poutre de chaînage.

$$q^m = \frac{pu}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) lx = 3.7 \text{ KN/ml}$$

$$q^v = \frac{pu}{2} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) lx = 2.86 \text{ KN/ml}$$

q : La charge de la dalle pleine sur la poutre de chaînage (charge trapézoïdale).

$$P_u = 1.35(2.25 + 1.3) + 1.5 \times 1.5 + 3 + 3.7 = 13.74 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 2.25 + 1.3 + 1.5 + 2.16 + 2.67 = 9.88 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{13.74 \times 3.7^2}{8} = 23.51 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 19.98 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 14.37 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -11.76 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -7.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le calcul de ferraillage est illustré dans le tableau suivant :

Tableau 15. Ferraillage de la poutre de chaînage.

Position	$M^u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	19.98	0.059	0.077	0.271	2.11	3HA12=3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = \mathbf{1.01}$
Appuis	-11.76	0.035	0.0448	0.275	0.184	3HA10=2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = \mathbf{1.01}$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = 25.42 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des espacements

$$1) \rightarrow St \leq \min [0.9 d ; 40 \text{ cm}] \Rightarrow St = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

$$2) \rightarrow St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_t = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$3) \rightarrow St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.8b[\tau_u - 0.3f_{t28}]} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.8b[\tau_u - 0.3f_{t28}]St}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.297 \text{ cm}^2.$$

Donc, soit $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes

Tableau 16. Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

Position	M^s (KN.m)	Y(m)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	14.37	8.19	25448.9	4.62	15	Vérifié
Appuis	- 8.45	5.79	13114.84	3.73	15	Vérifié

Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche. On fait la vérification de la flèche dans le sens X-X (le plus défavorable) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,3}{3,7} = 0,081 < 0,085 \\ \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0,004 < 0,005 \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. La flèche admissible définie par le BAEL pour une poutre de longueur inférieure à 5m est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 7,4\text{mm.}$$

Calcul de la flèche

$$f_x = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Les chargements

$$g = 5.15\text{KN/m} \quad / \quad j = 2.85\text{KN/m} \quad / \quad p = 6.65\text{KN/m} \quad / \quad A = 3.39\text{cm}^2 \quad / \quad L = 3.7\text{m.}$$

•Les moments

$$M_t^g = 7.49\text{KN.m.}$$

$$M_t^j = 4.14\text{KN.m.}$$

$$M_t^p = 9.67\text{KN.m.}$$

•Calcul des E

$$E_v = 10818.56\text{Mpa.}$$

$$E_i = 32456.59\text{Mpa.}$$

•Calcul de y_G et I_0

$$y_G = 0.1569\text{m.}$$

$$I_0 = 7.5634 \times 10^{-4}\text{m}^4.$$

•Calcul de λ et ρ

$$\rho = 0.00403$$

$$\lambda_i = 5.2035; \lambda_v = 2.0814$$

•Calcul de y et I

$$Y = 0.0819\text{m.}$$

$$I = 25448.9 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

•Calcul des σ_{st}

•Calcul des μ

$$\sigma_{st}^g = 87.45 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_g = 0$$

$$\sigma_{st}^j = 48.39 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_j = 0$$

$$\sigma_{st}^p = 112.92 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_p = 0.0632$$

• Calcul des I_f

$$I_f^{gi} = 8.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_f^{gv} = 8.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_f^{ji} = 8.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_f^{pi} = 6.26 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

• Calcul des flèches

$$f_{gi} = 0.379 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{gv} = 1.14 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{ji} = 0.21 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = 0.652 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Donc : $f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1.14 - 0.21) + (0.652 - 0.379)$

$$f = 1.201 \text{ mm} < f_{adm} = 7.4 \text{ mm} \dots \dots \text{la poutre de chaînage ne risque pas de se fléchir..}$$

Schéma de ferrailage

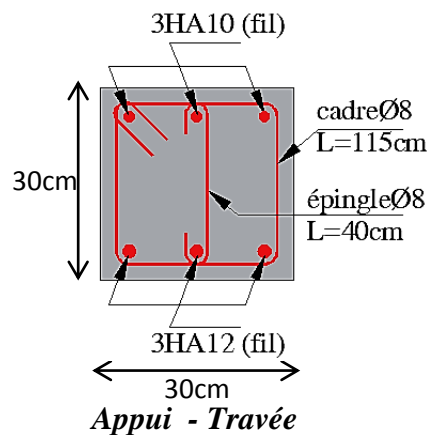


Figure 34. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

2.2.7 Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.2.7.1 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Selon le [BAEL91] La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Avec :

h : Hauteur de la poutre. L : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

Poutres principales

$$L_{max} = 5.10 - 0,30 = 4.6m$$

$$\text{Donc } \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32cm \leq h \leq 48 cm$$

On adopte pour une section ($b \times h$) = (30 × 40) cm².

Vérification des exigences du [RPA, Art 7.5.1]

$$h = 40 cm \geq 30 cm$$

$$b = 30 cm \geq 20 cm$$

$$h/b = 1.33 < 4$$

Poutres secondaires

$$L_{max} = 3.7 - 0,30 = 3.4 m \text{ Donc } \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.7 cm \leq h \leq 34 cm$$

On prend une section ($b \times h$) = (30 × 30) cm²

Vérification des exigences du [RPA, Art 7.5.1]

$$h = 40 cm \geq 30 cm$$

$$b = 30 cm \geq 20 cm$$

$$h/b = 1.33 < 4$$

2.2.7.2 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs destinés à reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Flambement.
- Les exigences du RPA.

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente.

Les poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités sont :

P1 : poteau central

P2 : poteau au niveau de la cage d'escalier.

Les poteaux les plus sollicités sont démontrés la figure 35.

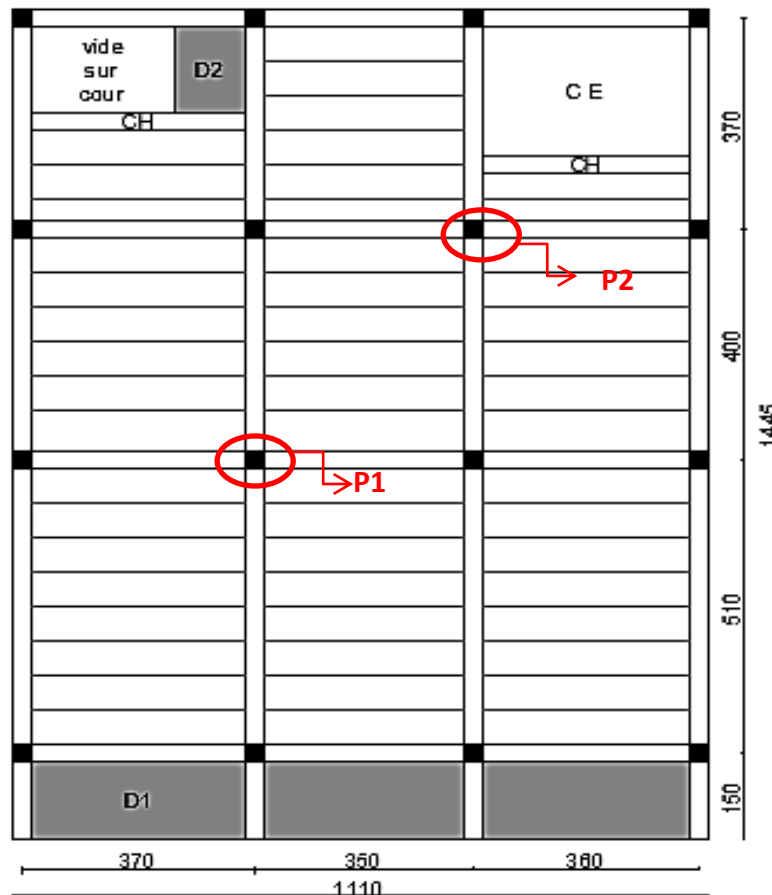


Figure 35. Plan de repérage des poteaux les plus sollicités

Descente de charge

Le tableau suivant représente les sections des poteaux préliminaires définies pour le calcul des surfaces afférentes.

Tableau 17. Dimensions préliminaires des poteaux.

Niveau	Dimensions ($b \times h$) cm ²
Buanderie	25 × 25
3+4 ^{ème} étage	30 × 30
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	35 × 30
RDC	35 × 35

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H : hauteur du poteau.

H = 4,90 m pour le RDC.

H = 3,06 m pour le reste des étages.

Remarque

Pour notre cas nous allons vous présenter le calcul d'un seul poteau qui est P2.

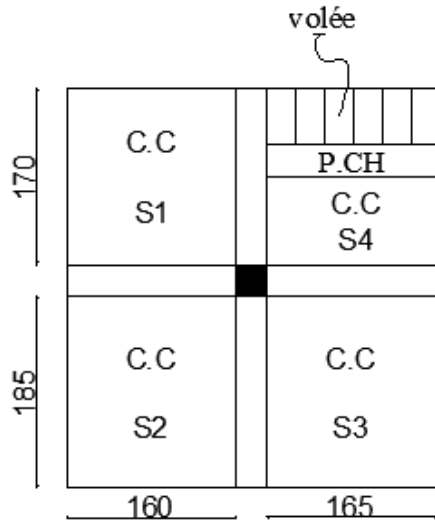


Figure 37. Surface afférente plancher étage courant.

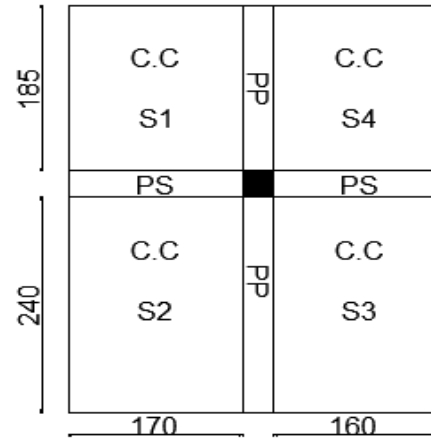


Figure 36. Surface afférente plancher terrasse accessible.

Poteau P2

- Surfaces afférentes

Plancher terrasse inaccessible

$$S_{aff}^{cc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.5375 \text{ m}^2.$$

Plancher étage courant

$$S_{aff}^{volet} = 0.55 \times 1.65 = 0.9075 \text{ m}^2.$$

$$S_1 = 1.7 \times 1.6 = 2.72 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.85 \times 1.6 = 2.96$$

$$S_3 = 1.85 \times 1.65 = 3.0525 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 0.85 \times 1.65 = 1.4025 \text{ m}^2.$$

$$S_{aff}^{cc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 10.135 \text{ m}^2.$$

$$S_{aff}^{pch} = 0.09 \text{ m}^2. \quad S_{aff}^{Mext} = 7.728 \text{ m}^2$$

Les charges et les surcharges

Poids des plancher

Plancher terrasse inaccessible

$$G^{Ter} = S_{aff}^{cc} \times G^{ter} = 11.5375 \times 4.79 \Rightarrow G^{Ter} = 55.2646 \text{ KN}.$$

$$q^{Ter} = S_{aff}^{cc} \times Q = 11.5375 \text{KN.}$$

Plancher étage courant

$$G^{hab} = S_{aff}^{volet} \times G^{volet} + S_{aff}^{cc} \times G^{éc} + S_{pch} \times G_{pch} + S_{Mext} \times G_{Mext}$$

$$= 0.9075 \times 8 + 10.135 \times 5.15 + 0.09 \times 25 \times 1.65 + 7.728 \times 2.85$$

$$G^{hab} = 85.1925 \text{KN.}$$

$$G_{étage4} = 77.9325 \text{KN}$$

$$q^{hab} = S_{aff}^{volet} \times Q_{ésc} + S_{aff}^{cc} \times Q_{éhab} = 0.9075 \times 2.5 + 10.135 \times 1.5$$

$$q^{hab} = 17.4712 \text{KN.}$$

$$Q_{étage4} = 15.2025 \text{KN}$$

Poids des poutres

Poutres principales

$$G^{pp} = b \times h \times \gamma_c \times l_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.55$$

$$G^{pp} = 10.65 \text{KN.}$$

Poutres secondaires

$$G^{ps} = b \times h \times \gamma_c \times l_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.25$$

$$G^{ps} = 7.3125 \text{KN.}$$

La somme des chargements = 17.9625KN.

Poids des poteaux

Tableau 18. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions	poids propre g (KN)
	(b × h) cm ²	g = h b H γc
Buanderie	30 × 25	5,7375
1 ^{ère} → 4 ^{ème} étage	30 × 30	6,885
RDC	35 × 30	10,71

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé (poteau central) sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Sous terrasse : Q₀ Sous 1er étage : Q₀ + (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅)

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P2) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 19. Résultats de la descente de charge du poteau (P2).

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
6	Plancher terrasse	55,2646	11,5375
	Poutres	17,9625	

	Poteaux	5,7375	
	Somme	78,9646	11,5375
5	Plancher étage 4	77,9325	
	Poutres	17,9625	15,2025
	Poteaux	6,885	
	Somme	181,7446	26,74
4	Plancher habitation	85,1925	
	Poutres	17,9625	17,4712
	Poteaux	6,885	
	Somme	291,7846	44,2212
3	Plancher habitation	85,1925	
	Poutres	17,9625	17,4712
	Poteaux	8,0325	
	Somme	401,8246	61,6924
2	Plancher habitation	85,1925	
	Poutres	17,9625	17,4712
	Poteaux	6,885	
	Somme	511,8646	79,1636
1	Plancher habitation	85,1925	
	Poutres	17,9625	
	Poteaux	10,71	19,2587
	Poutre palière	3,825	
	Palier	3,6822	
	Somme	633,2368	98,4223

Dans le poteau P1 nous avons trouvés les résultats suivants : $G=560,8896\text{KN}$; $Q=114,8925\text{KN}$ Le poteau(2) est le plus sollicité, donc les vérifications seront faites avec ses sollicitations ($G=633,237\text{KN}$ et $Q=98,4223\text{KN}$).

Calcul de l'effort normal N_U

$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 633,237 + 1.5 \times 98.4223 \Rightarrow N_U = 1002,5\text{KN}$. D'après le BAEL, on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_U de 10%, car dans notre cas, le portique contient plus de deux travées. $N_u^* = 1.1 \times N_U = 1.1 \times 1002,5 \Rightarrow N_u^* = 1102,75\text{KN}$.

Vérification de la résistance (le poteau à la base $35 \times 35\text{cm}^2$)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} = \frac{1.10275}{0.35 \times 0.3} = 10.5\text{Mpa}$$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \text{ et } \theta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2\text{ Mpa}$$

Donc $\sigma_{bc} = 10.5\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{MPa}$.

Vérification de la stabilité de forme (flambement)

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1).$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$ Mpa.

D'après le BAEL : $A_s \geq 0,8\% B_r$, avec $B_r = (35-2) \times (30-2) = 924 \text{ cm}^2$.

On prend $A_s = 1\% B_r = 1\% \times 924 \Rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Calcul de l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$ l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : Hauteur libre du Poteau, $l_0 = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ m}$. Donc : $l_f = 0,7 \times 3,68 = 2,576 \text{ m}$

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = I = \frac{0,3 \times 0,35^3}{12} = 1,07 \times 10^{-3} \text{ m}^4. \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,101 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,576}{0,101} = 25,5 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{25,5}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50, \alpha = 0,768$$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq \frac{1,10275}{0,768 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400 \times 9,24 \times 10^{-4}}{1,15} \right]}$$

$\rightarrow B_r \geq 0,0762 \text{ m}^2$ Or nous avons : $B_r = (35 - 2) \times (30 - 2) \times 10^{-4} = 0,0924 \text{ m}^2$

$B_r = 0,0924 \text{ m}^2 > 0,0762 \text{ m}^2$ Condition vérifiée. Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les exigences du RPA

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone Π_a :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

2.2.7.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme, le dimensionnement de ce dernier revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;

e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

RDC

$$h_e = h - e_{dalle}$$

Avec : h c'est la hauteur d'étage.

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = \max(19,4; 15 \text{ cm})$

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

Les autres niveaux

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Ce qui donne $\Rightarrow e = \max(14,3; 15) = 15 \text{ cm}$

On prend : 15 cm pour tous les niveaux.

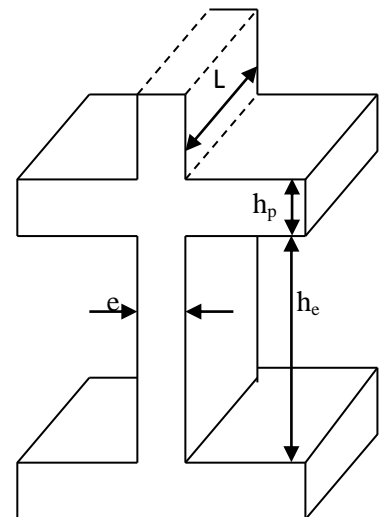


Figure 19. Coupe de voile en élévation.

2.2.8 Etude dynamique

Introduction

Selon le règlement parasismique Algériens (RPA), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes, dans le présent projet on s'intéresse qu'à deux méthodes :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

Le coefficient A représenté l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Groupe d'usage : groupe 2} \\ \checkmark \text{ Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Valeur donnée par le **Tableau (4-3) du RPA** en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

- ✓ **Estimation de la période fondamentale empirique de la structure**

Selon le **RPA (Art, 4.2.4) page31**, la période empirique peut être calculée de deux manières $T = C_T * (H_N)^{3/4} \dots\dots\dots(1)$; avec :

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

$\Rightarrow H_N = 19,38$ m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0.05$ (**Tableau 4.6 du RPA**) D'où : **T = 0.47 s... (1)**

$$1. \quad T = 0,09 * \frac{H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (2)$$

Où : D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée,

$$\left. \begin{array}{l} D_x = 11.1 \text{ m} \rightarrow T_x = \mathbf{0.52 \text{ s}} \\ D_y = 13.1 \text{ m} \rightarrow T_y = \mathbf{0.48 \text{ s}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$T = \min$ [formule (1); Formule (2)]

$T_x = \min (0.46\text{s} ; 0,52\text{s}) \rightarrow T_x = 0.47 \text{ s}$

$T_y = \min (0.46\text{s} ; 0.48\text{s}) \rightarrow T_y = 0.47 \text{ s}$

✓ **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site « **RPA (Tableau 4-7)** ».

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site3} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$0 < T_x < T_2 \Rightarrow D_x = 2,5 * \eta$$

On a $T_x = T_y$ Donc $D_x = D_y$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

Avec : $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage « **RPA (tableau 4-2) page26** ».

Construction auto stable → $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0,76$ Donc : **$D_x = D_y = 1,9$**

Q : Facteur de qualité.

La valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA (formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.4) du RPA.**

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 20. Valeurs des pénalités P_{q_x}, P_{q_y}

" Critère q "	P_{q_x}		P_{q_y}	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6- Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q_x = 1,1 ; Q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4.5) RPA.**

Pour notre structure : **W=7273,994 KN** D'après le paragraphe 7 (Poids de la structure)

$$D'où : \begin{cases} V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} * W = \frac{0,15 * 1,9 * 1,15}{5} * 7273,994 = 476,81KN \\ V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} * W = \frac{0,15 * 1,9 * 1,1}{5} * 7273,994 = 456,08KN \end{cases}$$

Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA pour un calcul statique équivalent.

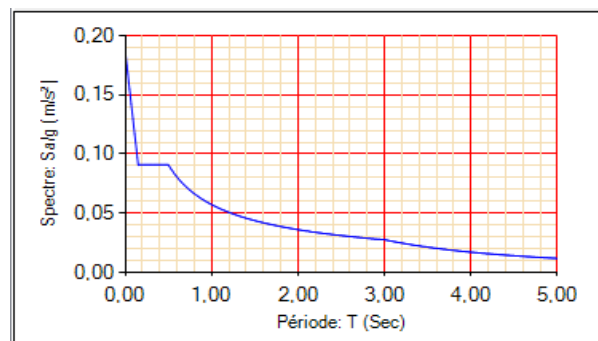
Nous cherchons pour chaque mode de vibration le maximum des déplacements puis on les combinées pour avoir la réponse totale dans la structure représentée par un spectre de réponse, le calcul établit grâce à l'expression ci-après :

$$S_a = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[RPA, Formule 4.13]}$$

Schéma du spectre de calcul

Sens X :

Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'importa
Site: S3: Site meuble	Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Dense)
Facteur de qualité: 1,10 <input type="button" value="Changer"/>	Système de contreventement: Béton armé: Mixte portiques/voiles



Sens Y :

Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'importa
Site: S3: Site meuble	Matériau constitutif: Portiques: Béton armé (Dense)
Facteur de qualité: 1,15 <input type="button" value="Changer"/>	Système de contreventement: Béton armé: Mixte portiques/voiles

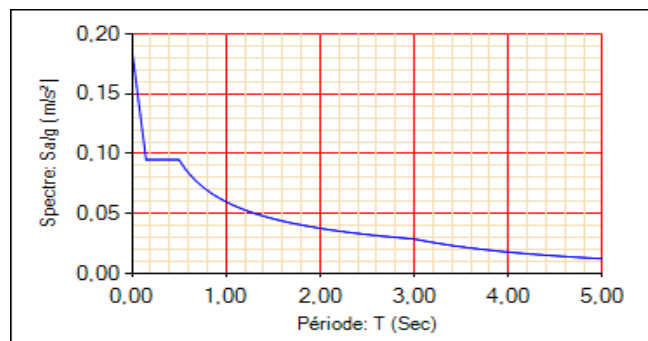


Figure 39. Spectre de réponse selon X et Y

Résultats de l'analyse dynamique

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par logiciel de calcul par éléments finis en 3D a été menée.

Disposition des voiles de contreventement [RPA, Art3.4]

Il existe plusieurs systèmes de contreventement dont on a choisi le système mixte portiques/voiles avec interaction qui répond à toutes les vérifications exigées par le RPA. On a essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition retenue est la suivante :

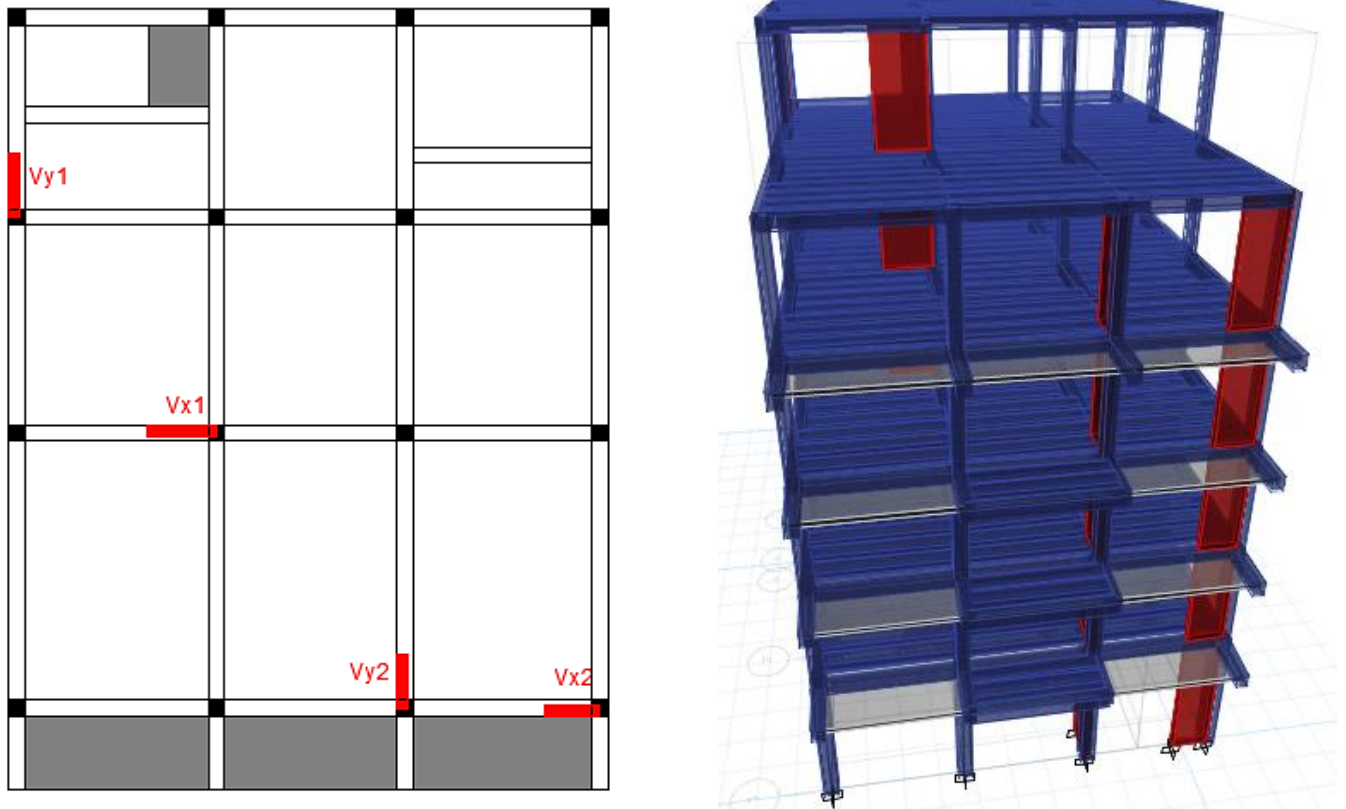


Figure 40. Disposition des voiles et modèle utilisé pour le calcul de la structure avec ETABS2016.

Périodes de vibration et participation massique

Tableau 21. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,622	0,7783	3,52E-05	0,7783	3,52E-05
Mode 2	0,558	6,54E-06	0,7828	0,7783	0,7829
Mode 3	0,498	0,0009	0,0017	0,7792	0,7846
Mode 4	0,21	0,0812	0,013	0,8604	0,7975
Mode 5	0,194	0,0311	0,0828	0,8915	0,8803
Mode 6	0,162	0,0158	0,0228	0,9073	0,9031
Mode 7	0,13	0,0048	0,022	0,912	0,9251

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig.42, 43.

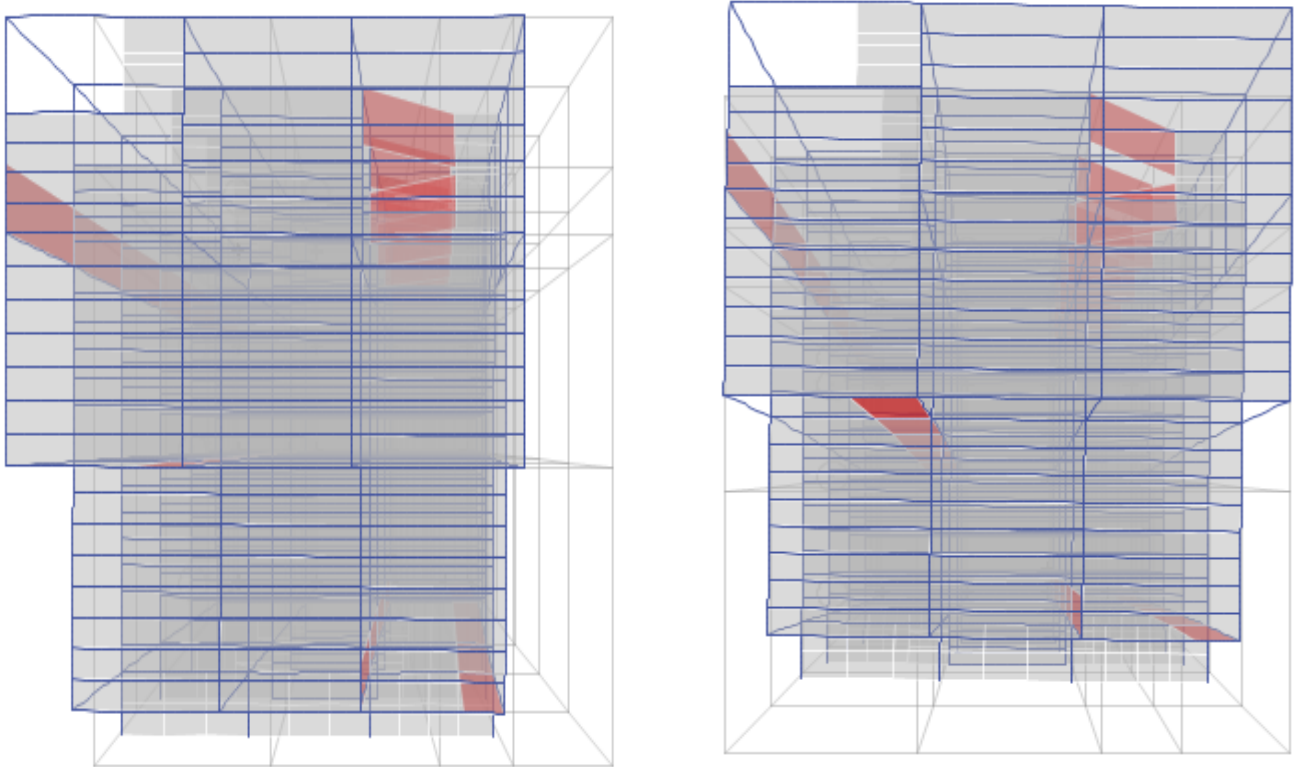


Figure 42. Mode 1 et 2 Translation suivant l'axe (X-X) et (Y-Y).

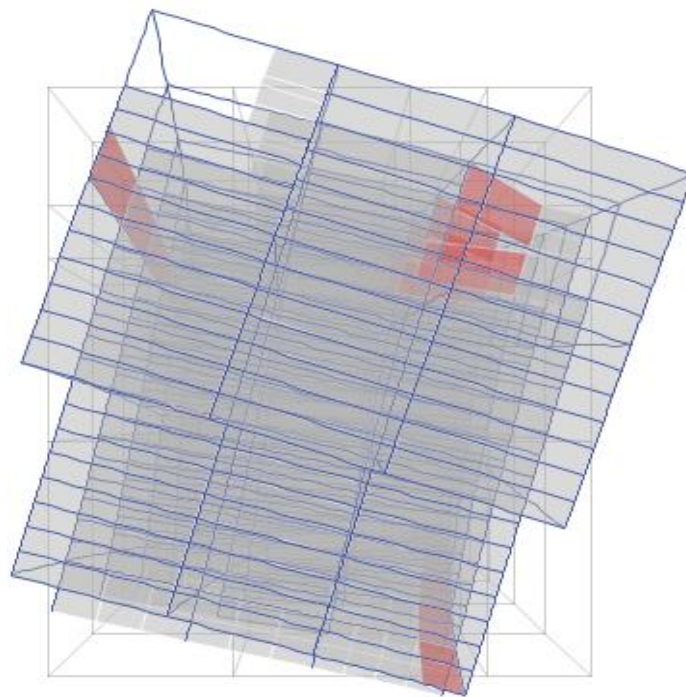


Figure 43. Mode 3 rotation autour de l'axe (Z-Z).

Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux 22 et 23, 24, illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau 22. Vérification sous charges verticales.

Niveau	Elément	combinaison	Location	P (KN)	pourcentage %
RDC	Portique	G+Q	Top	-6316,435	80,125
RDC	Voiles	G+Q	Top	-1566,714	19,874

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans la base de la structure.

Tableau 23. Vérification sous charges horizontales selon X.

NIVEAU	Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE
NIV 05	62,01	37,98
NIV 04	72,20	27,79
NIV 03	54,65	45,34
NIV 02	59,17	40,82
NIV 01	59,56	40,43
RDC	25,48	74,51

Tableau 24. Vérification sous charges horizontales selon Y.

NIVEAU	Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE
NIV 05	76,27	23,72
NIV 04	59,92	40,07
NIV 03	64,37	35,62
NIV 02	56,97	43,02
NIV 01	72,16	27,83
RDC	28,83	71,16

Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau 25. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN) (ELA)	ρ	Observation
RDC	40×40	1600	1023,395	0,255	Vérifiée
1 ^{ème} étage	40×35	1400	726,2962	0,207	Vérifiée
2 ^{ème} étage	35×35	1225	517,0794	0,168	Vérifiée
3 ^{ème} étage	35×30	1050	339,7912	0,129	Vérifiée
4 ^{ème} étage	30×30	900	217,1853	0,096	Vérifiée
Buanderie	30×25	750	124,9774	0,066	Vérifiée

Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le **RPA**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} . ($V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$)

Tableau 26. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	588,4848	364,86	Vérifiée
Sens y-y	633,1043	381,45	Vérifiée

Justification du déplacement relatif inter étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Les valeurs de Δ_k/h_k trouvées par le logiciel de calcul doivent être multipliées par le coefficient de comportement $R = 5$.

Tableau 27. Vérification des déplacements des niveaux.

Niveau	La hauteur	Sens x-x		Sens y-y	
	h_k (cm)	$\Delta K/h_k$	$(\Delta K/h_k)*R$ (%)	$\Delta K/h_k$	$(\Delta K/h_k)*R$ (%)
RDC	408	0,000787	0,003935	0,000721	0,003605
NIV 01	306	0,000836	0,00418	0,000721	0,003605
NIV 02	306	0,001006	0,00503	0,000855	0,004275
NIV 03	306	0,001098	0,00549	0,00093	0,00465
NIV 04	306	0,001035	0,005175	0,000892	0,00446
Buanderie	306	0,00059	0,00295	0,000502	0,00251

On voit bien à travers les résultats de ce tableau que les déplacements relatifs dans tous les niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum n (W_{gi} + \beta_i \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0,1 \leq \Theta_K \leq 0,2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-qK)$.

Si $\Theta_K > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 28.

Tableau 28. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		(Δk /hK)*R	V _k (KN)	Θ _k	(Δk /hK)*R	V _k (KN)	Θ _k
RDC	662,45	0,00394	106,5633	0,024	0,003605	109,6945	0,021
NIV 01	1832,33	0,00418	248,1725	0,031	0,003605	265,2046	0,025
NIV 02	3120,59	0,00503	382,9657	0,041	0,004275	409,4343	0,032
NIV 03	4440,73	0,00549	486,8454	0,051	0,00465	522,135	0,039
NIV 04	5780,19	0,00518	554,1598	0,053	0,00446	595,878	0,043
Buanderie	7273,99	0,00295	588,4848	0,036	0,00251	633,1043	0,028

D'après les résultats obtenus dans le tableau 27, les effets P-Δ peuvent être négligés

2.2.9 Etudes des éléments structuraux

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

2.2.9.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en bi-flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et les moments fléchissant (M_y et M_z) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données par **ETABS 2016**.

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E_{x,y}$
- 4). $0.8G\pm E_{x,y}$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- ✓ l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ le moment maximum et l'effort normal correspondant.

Calcul du ferrailage

Les sollicitations les plus défavorables et les ferrailages obtenus pour chaque niveau par le calcul à la flexion bi-axiale composée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 29. Sollicitations et armatures longitudinales calculés.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation (KN)	N (KN)	M (KN)	Combinaison	Type de la section	A ^{calculé} (cm ²)
RDC	40*40	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	205.17	15.01	ELA	SET	8.4
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	1023.38	29.80	ELA	SPC	0
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	625.14	62.8	ELA	SPC	0
1^{er}	40*35	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	155.79	33.94	ELA	SPC	4.34
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	736.79	2.44	ELU	SPC	0
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	164.78	59.63	ELA	SPC	2.09
2^{ème}	35*35	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	101.03	26.96	ELA	SPC	3.44
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	574.74	4.37	ELU	SPC	0
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	179.59	42.38	ELA	SPC	0.67
3^{ème}	35*30	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	56.22	23.10	ELA	SPC	2.55
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	421.83	4.08	ELU	SPC	0

4 ^{ème}	30*30	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	273.67	37.69	ELA	SPC	0
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	25.84	12.56	ELA	SPC	1.5
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	280.79	5.56	ELU	SPC	0
Buanderie	30*25	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	54.34	26.68	ELA	SPC	1.82
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$	9.81	9.55	ELA	SPC	1.01
		$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$	151.7	4.04	ELU	SPC	1.39
		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	58.84	26.31	ELA	SPC	0

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC.

Hypothèses de calcul

- Fissuration peu nuisible ($e = 2,5\text{cm}$).
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL91.

Données :

Soit : $N_{\min} = -205,17\text{KN}$; $M_{\text{corrs}} = 15,01 \text{ KN.m}$ (0,8G - Ey)

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37,5 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.073\text{m} < \frac{h}{2} = 0,2 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 24,8\text{cm}.$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 10,2\text{cm}.$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{Mpa}.$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = 1,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = 3,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 8,4 \text{ cm}^2. \text{ Donc on ferraille avec } A_{\min}.$$

Remarque : Après plusieurs itérations sur la vérification de la zone nodale nous avons optes pour le calcul du ferrailage des poteaux illustrés dans le tableau 30.

Tableau 30. Les armatures Adoptées dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A ^{calculé} (cm ²)	A ^{min} _{RPA} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)		A ^{adopté} (cm ²)	Choix des barres
				Zone Courante	Zone de recouvrement		
RDC	40*40	8.4	12.8	64	96	13,76	6HA14+4HA12
1 ^{er}	40*35	4.34	11.2	56	84	12,32	8HA14
2 ^{ème}	35*35	3.44	9.8	49	73.5	12,32	8HA14
3 ^{ème}	35*30	2.55	8.4	42	63	12,32	8HA14
4 ^{ème}	30*30	1.82	7.2	36	54	9.05	8HA12
Buanderie	30*25	1.39	6	30	45	9.05	8HA12

- Prenons exemple sur le poteau du RDC (40×40) pour le calcul des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7(4.08 - 0.4) = 2.576\text{m.}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.576}{0.4}\right) = 7.46 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (St) tout en respectant les conditions suivantes :

- En zone nodale : $St \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) \Rightarrow$ soit $St = 10\text{cm}$

- En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min} \Rightarrow$ soit $St = 15\text{cm}$.

$$A_t = \frac{2.5 \times 54,1 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.4 \times 400} = 1.27\text{cm}^2.$$

- La quantité d'armature minimale :

En zone nodale : $A_t^{min} = \max[(0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t)] = \max[1.05 ; 1.2] = 1.2\text{cm}^2.$

En zone courante : $A_t^{min} = \max[(0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t)] = \max[1.58 ; 1.8] = 1.8\text{cm}^2.$

Soit **4HA8** = 2.01 cm². D'après le Code Du Béton Armé (CBA93. Art A.7.1.3) le diamètre des armatures transversales doit être comme suit : $\phi_t = 8\text{mm} \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} 6,66\text{mm}$

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

Tableau 31. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	buanderie
Section (cm ²)	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30	30*25
ϕ_l^{max} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
ϕ_l^{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	257.6	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	6.44	5.32	5.32	6.2	6.2	7.45
P	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
V (KN)	54.10	70.34	52.22	41.38	29.35	18.66
$t_{z.nodale}$ (cm)	10	8	10	10	10	10
$t_{z.courante}$ (cm)	15	12	15	15	15	15
A_t^{calc} (cm ²)	1.26	1.98	1.4	1.1	0.91	0.58
A_t^{min} (cm ²) z.nod	1.2	1.05	1.05	0.9	0.9	0.75
A_t^{min} (cm ²) z.cour	1.8	1.58	1.58	1.35	1.35	1.125
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Choix des barres	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	3HA8

Vérification au flambement

Selon le **CBA99**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

$$N_u \leq N_d = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA99 (Article B.8.2.1)}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le pré dimensionnement des poteaux. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 32. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	Br (cm ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	Obs
RDC	40*40	4,08	2,856	24,83	0.772	13,76	1444	1.023	3,11	<i>vérifier</i>
1 ^{er}	40*35	3,06	2,142	18,55	0.805	12,32	1400	0.737	3,12	<i>vérifier</i>
2 ^{ème}	35*35	3,06	2,142	21,2	0.79	12,32	1225	0.575	2,72	<i>vérifier</i>
3 ^{ème}	35*30	3,06	2,142	21,2	0.79	12,32	1050	0.422	2,39	<i>vérifier</i>
4 ^{ème}	30*30	3,06	2,142	24,73	0.77	9,05	900	0.281	1,95	<i>vérifier</i>
buanderie	30*25	3,06	2,142	24,73	0.77	9,05	750	0.152	1,67	<i>vérifier</i>

Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) \quad I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

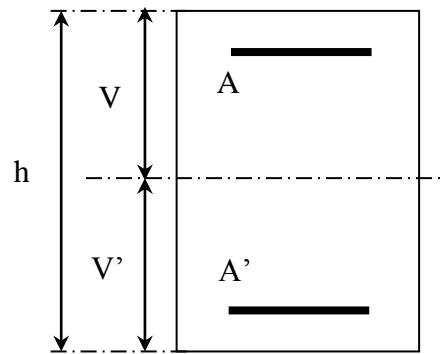


Figure 46. Section d'un poteau

$$V = \frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 33. Vérification des contraintes dans le béton pour des section (SEC).

Niveau	Section	D	A	V	V'	I _{yy}	N _{ser}	M _{ser}	σ_{bc1}	σ_{bc2}
	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(m ⁴)	(MN)	(MN.m)	(Mpa)	(Mpa)
RDC	40*40	37,5	1600	39,65	0,35	0,0084	0.686	0,0143	4,47	3,79
1 ^{er}	40*35	37,5	1350	39,6	0,4	0,0073	0.536	0,0113	3,95	3,33
2 ^{ème}	35*35	32,5	1225	34,64	0,36	0,0048	0.418	0,0095	3,6	2,91
3 ^{ème}	35*30	32,5	1050	34,6	0,4	0,0042	0.307	0,0104	3,31	2.43

Tableau 34. Vérification des contraintes dans le béton pour des section (SPC).

Niveau	Section	C	A	y _c	Y	μ_t	N _{ser}	M _{ser}	σ_{bc}
	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(m ³)	(MN)	(MN.m)	(Mpa)
4 ^{ème}	30*30	23,28	900	45,57	68,85	0,0767	0,204	0,0169	1,84
buanderie	30*25	24,37	750	47,82	72,23	0,0713	0,111	0,0104	1,12

Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le [RPA, (Art 7.4.3.2)], la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau 35.

Tableau 35. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (Mpa)	τ_{bu}^{adm} (Mpa)	Obs
RDC	40*40	2.576	6.44	0.786	37.5	54.10	0.36	1.875	<i>vérifiée</i>
1 ^{er}	40*35	1.862	5.32	0.815	37.5	70.342	0.536	1.875	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème}	35*35	1.862	5.32	0.805	32.5	52.22	0.46	1.875	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème}	35*30	1.862	6.2	0.805	32.5	41.38	0.424	1.875	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème}	30*30	1.862	6.2	0.790	27.5	29.35	0.356	1.875	<i>vérifiée</i>
Buanderie	30*25	1.862	7.45	0.790	27.5	18.66	0.271	1.875	<i>vérifiée</i>

Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau 36. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème} +buanderie
L' (cm)	P. P	80	80
	P. S	60	60
h' (cm)		68	60

Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$ pour tous les niveaux.

Schémas de ferrailage

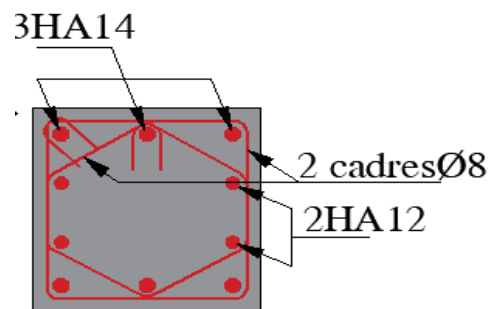


Figure 47. Schéma de ferrailage des poteaux du

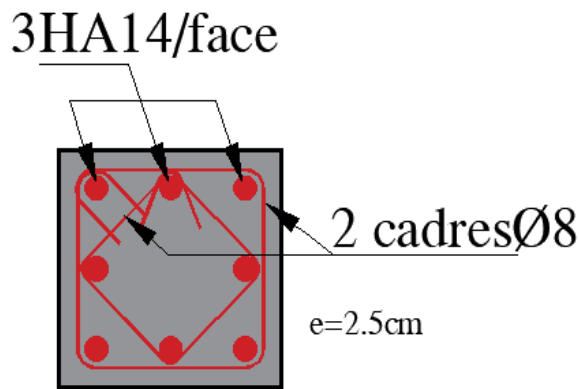


Figure 48. Schéma de ferrailage des poteaux du (4ème étages et la buanderie)

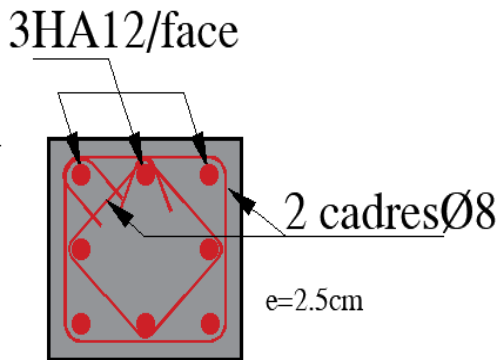


Figure 49. Schéma de ferrailage des poteaux du (4ème étages et la buanderie)

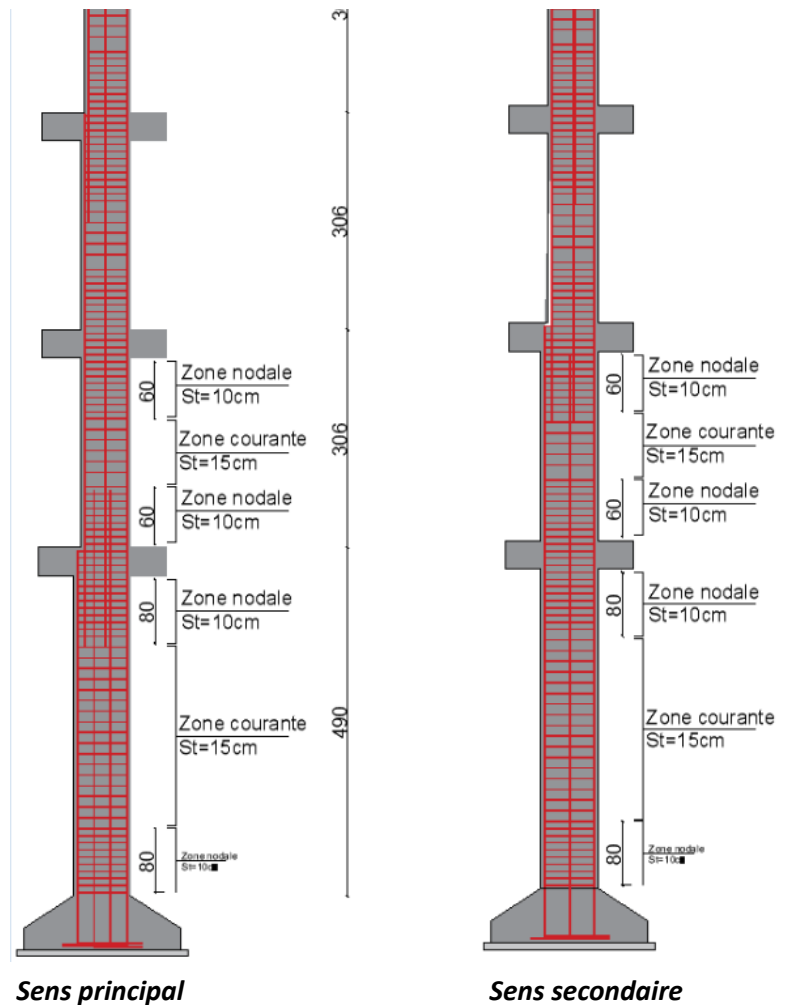


Figure 50. Coupe en élévation des poteaux

2.2.9.2 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E_{x,y}$
- 4). $0.8G\pm E_{x,y}$

Sollicitation et ferrailage des poutres

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres P (30}\times\text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0,5\%(30\times 40) = 6 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres S (30}\times\text{30)} \rightarrow A_{\min} = 0,5\%(30\times 30) = 4,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**.

Le calcul se fait à la flexion simple.

Tableau 37. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm².

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Travée	77,43	0,099	0,131	0,355	5,44	5,65		3HA12 (filante) 2HA12 (chapeau)
Appui	-76,40	0,098	0,13	0,356	5,3	5,34	6	1HA14+2HA12(filante) 1HA14 (chapeau)

Tableau 38. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm².

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Travée	45,3	0,108	0,143	0,26	4,36	4,62	4,5	3HA14
Appui	-39,42	0,094	0,124	0,261	3,77	4,62	4,5	3HA14

Armatures transversales

Calcul du diamètre transversal ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 8,57 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ et } A_t = 3\phi_8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 épingle)}$$

Calcul des espacements St

D'après le [RPA, (Art7.5.2.2)]

$$\text{En zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$\text{On a } A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 36 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

Vérifications à l'ELU : Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,00 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles : La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 39. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	161,676	1,437	4,35	Vérifiée
Secondaires	55,883	0,678	4,35	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 40. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	161,676	-76,4	5,34	4,04	-1,61	Vérifiée
Secondaires	55,883	-39,42	3,77	1,4	-1,97	Vérifiée

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

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

Tableau 41. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	36,576	5,65	12,00	72388,68	6,06	15	Vérifiée
	Appui	-55,373	5,34	11,73	69333,49	9,37	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	6,115	4,36	9,92	43106,52	1,41	15	Vérifiée
	Appui	-11,705	4,36	9,92	43106,52	2,69	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 38,25\text{cm} \\ A = 5,65\text{cm}^2 < A_f = 11,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} > h_f = 27,75 \text{ cm} \\ A = 4,36\text{cm}^2 < A_f = 10,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

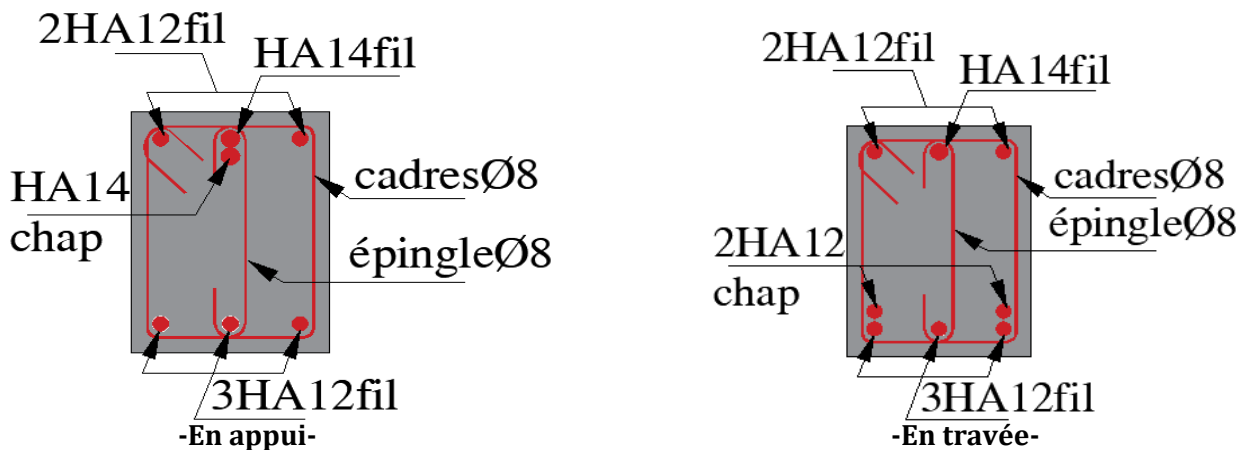


Figure 51. Schéma de ferrailage de la poutre principale

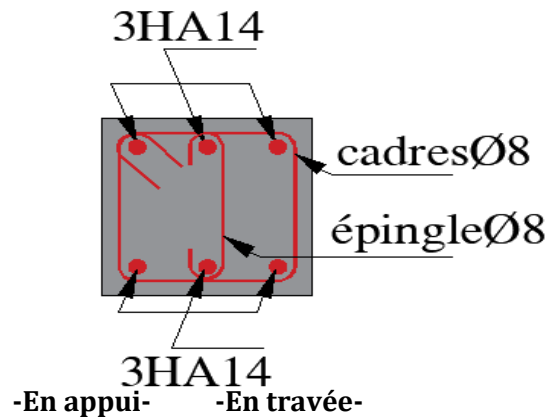


Figure 52. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Vérification de la zone nodale

Cette vérification est facultative pour des maisons individuelles, et pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. [RPA, (Art.7.6.2)]. La vérification se fait par la relation suivante : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

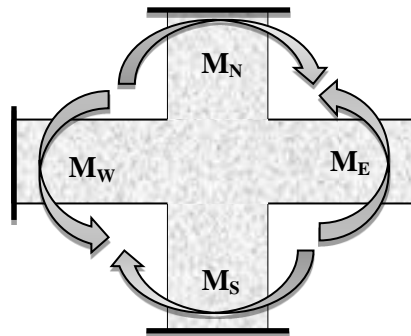


Figure 52. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification est dans le but de l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton
- ✓ Quantité d'armatures dans la section
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{Mpa}$$

Les poteaux

Le tableau ci-après démontre les moments résistants dans les poteaux :

Tableau 42. Moments résistants dans les poteaux (sens secondaire).

Niveau	h (cm)	Z (cm)	A_N (xz) (cm ²)	A_S (yz) (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_{RN} (KN.m)	M_{RS} (KN.m)
RDC	40	36	9,24	4,62	400	133,06	66,53
1 ^{er}	40	36	9,24	4,62	400	116,42	66,53
2 ^{ème}	35	31,5	9,24	4,62	400	116,42	58,21
3 ^{ème}	35	31,5	8,01	4,62	400	86,51	58,21
4 ^{ème}	30	27	6,78	3,39	400	73,22	36,61

Tableau 43. Moments résistants dans les poteaux (sens principal).

Niveau	H (cm)	Z (cm)	A_N (xz) (cm ²)	A_S (yz) (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_{RN} (KN.m)	M_{RS} (KN.m)
RDC	40	36	9,96	5,34	400	143,42	76,9
1 ^{er}	40	36	9,24	4,62	400	116,42	66,53
2 ^{ème}	35	31,5	9,24	4,62	400	116,42	58,21
3 ^{ème}	35	31,5	8,01	4,62	400	86,51	58,21
4 ^{ème}	30	27	6,78	3,39	400	73,22	36,61

Les poutres

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres :

Tableau 44. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	H (cm)	Z (cm)	A_W (xz) (cm ²)	A_E (yz) (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_{RW} (KN.m)	M_{RE} (KN.m)
Poutre Principale	40	36	5,34	3,39	400	76,89	48,81
Poutre Secondaire	30	27	4,62	4,62	400	49,9	49,9

Les tableaux des rotules parasismiques dans les deux directions

Tableau 45. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
RDC	143,42	76,9	220,32	76,89	48,81	157,31	Vérifiée
1 ^{er}	116,42	66,53	182,95	76,89	48,81	157,31	Vérifiée
2 ^{ème}	116,42	58,21	174,63	76,89	48,81	157,31	Vérifiée
3 ^{ème}	86,51	58,21	144,72	76,89	48,81	157,31	Non Vérifiée
4 ^{ème}	73,22	36,61	109,83	76,89	48,81	157,31	Non vérifiée

Tableau 46. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
RDC	133,06	66,53	199,59	49,9	49,9	124,75	Vérifiée
1 ^{er}	116,42	66,53	182,95	49,9	49,9	124,75	Vérifiée
2 ^{ème}	116,42	58,21	174,63	49,9	49,9	124,75	Vérifiée
3 ^{ème}	86,51	58,21	144,72	49,9	49,9	124,75	Vérifiée
4 ^{ème}	73,22	36,61	109,83	49,9	49,9	124,75	Non vérifiée

Remarque

Au niveau de l'extrémité tous les voiles, on remarque l'apparition d'un moment très important, ce qui demande de renforcer cette zone dangereuse en mettant des chapeaux en plus la section du ferrailage adoptés dans les poutres. Pour mener ce calcul on va d'abord tirer les sollicitations de calcul à partir du logiciel **ETABS 2016**. Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 47. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm².

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Travée	/	/	/	/	/	/	3HA12 (filante)
Appui	-109,22	0,14	0,189	0,346	7,88	8,42	2HA12+1HA14 (filante) 3HA14 (chapeau)

Tableau 48. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm².

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Travée	/	/	/	/	/	/	3HA14 (filante)
Appui	-65,793	0,125	0,168	0,256	5,12	6,88	3HA14 (filante) 2HA12 (chapeau)

Schéma de ferrailage

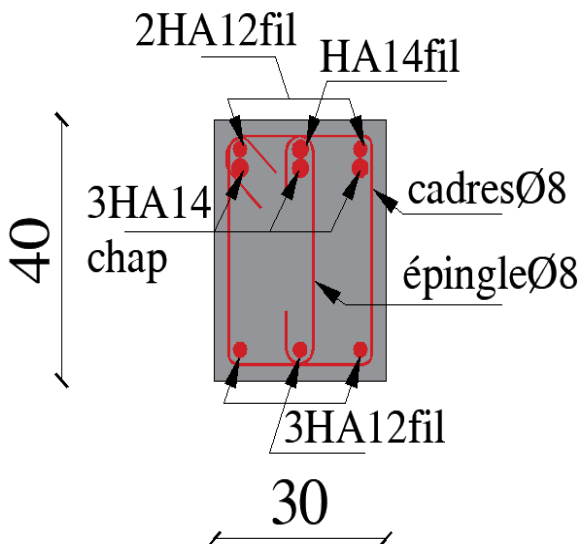


Figure 54. Schéma de ferrailage de la poutre principale renforcée

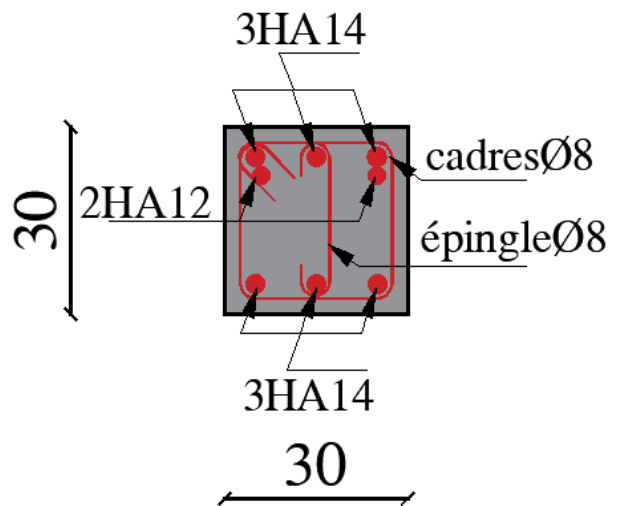


Figure 55. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire renforcée

2.2.9.3 Étude des voiles

Pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, Le **RPA (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0.8G \pm E$$

Ferraillage des voiles (Exemple de calcul)

Calcul du ferraillage sous N_{\min} et M_{cor}

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA**.

$$L = 1,3m, d = 1,25m, e = 0.20m.$$

$$N_{\min} = -35,237 \text{ KN (traction)}, M_{\text{cor}} = 358,26 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 10,16 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m}$$

⇒ le centre de pressions est à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{\text{ua}} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 337,116 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{ua}}}{bd^2 f_{bu}} = 0,058$$

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,074$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,22 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{\text{ua}}}{z f_{st}} = \frac{337,116 \times 10^{-3}}{1,22 \times 400} = 6,95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6,95 \times 10^{-4} + \frac{35,237 \times 10^{-3}}{400} = 7,83 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 7,83 \text{ cm}^2$

Armature minimal dans la zone tendue

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

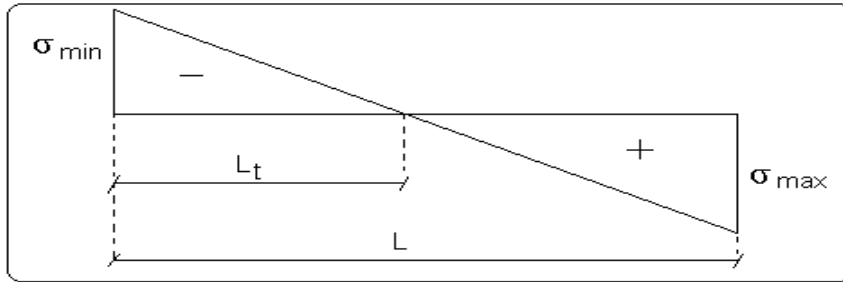


Figure 56. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 6,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -6,49 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1,3 \times 6,49}{6,49 + 6,23} = 0,66 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0,2 \times 0,66 = 2,64 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

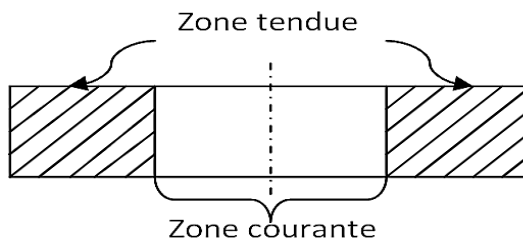


Figure 57. Zones tendues et courantes dans les voiles

$$l_c = L - 2l_t = 1,3 - 2 \times 0,66 = -0,02 \text{ m} \text{ (La zone comprimée n'existe pas)}$$

$$A_{min}^{courante} = 0 \text{ cm}^2 \text{ On ferraille tous le voile avec la zone tendue}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA on a : $A_{min} = 0.15\% b \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$. Pour les barres longitudinales la section d'acier A est égale à $15,66 \text{ cm}^2$ cette section d'acier sera mise sur les deux extrémités du voile sur la distance L_t .

Vérification de la contrainte de cisaillement [RPA, (ART.7.7.2)]

Selon le RPA : il faut majorer l'effort tranchant avec 40%

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 244,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,25} = 1,368 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_H = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,9 \times f_e} \quad S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{On fixe } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_H = \frac{1,368 \times 0,2 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{Hmin} = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Choix des Armatures

Armatures Verticales : $A_v = 7,83 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit ; 8HA12 ($A = 9,05 \text{ cm}^2$)

L'espacement : $S_t < (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$ Sur la distance de $L/10$ de chaque côté on a :
 $S_t' \leq S_t/2 \rightarrow S_t' = 10 \text{ cm}$.

Armatures horizontales :

$A_h = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ donc on va choisir **2HA10** = $1,57 \text{ cm}^2 / S_t = 20\text{cm}$. Pour augmenter la stabilité de ces barres vis-à-vis du flambement des barres verticales ; on utilise (4épingle/m² du voile au minimum) pour relier les barres horizontales de deux cotés. Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles Vx et Vy.

Tableau 49. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1}, V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{er} Etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage et la buanderie
Section	0,2×1,3	0,2×1,3	0,2×1,3
N(KN)	-35,2369	-25,9728	-32,1699
M(KN.m)	358,2599	44,1841	32,7633
V(KN)	244,2976	95,734	43,7024
τ (MPa)	1,368	0,536	0,245
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_{cal} (cm²)	7,83	1,41	1,07
A_{min} (cm²)	3,9	3,9	3,9
L_t	0,66	0,73	0,78
A_{min}^{tendu} (cm²)	2,64	2,92	3,12
$N^{barre}/face$	8HA12	8HA10	8HA10
$A_{z,tendu}$	9,05	6,28	6,28
S_t (cm)	20	20	20

S_t' (cm)	10	10	10
L/10 (cm)	13	13	13
A_{min}^{comp} (cm ²)	0	0	0
$A_{z.compr}$	0	0	0
$N^{barre}/face$	0	0	0
A_h^{cal} (cm ²)	1,52	0,6	0,27
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Dans le voile V_{x2} nous avons les mêmes sollicitations et la même section du ferrailage ainsi que le voile V_{x1} , mais avec une longueur différente qui est de 1m se qui demande de revoir les espacements des barres verticales. Les espacements des barres verticales du voile V_{x2} sont comme suit : $L/10 = 10\text{cm}$ $S_t = 15\text{cm}$ $S_t' = 7,5\text{cm}$

Tableau 50. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} , V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	niveau RDC	1 ^{er} + 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} Etage et la buanderie
Section	0,2×1,2	0,2×1,2	0,2×1,2
N(KN)	-8,0488	341,6517	0,5609
M(KN.m)	601,2672	191,2423	17,6474
V(KN)	205,2621	107,3226	71,1445
τ (MPa)	1,25	0,653	0,433
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	14,38	0,048	0,38
A_{min} (cm ²)	3,6	3,6	3,6
L_t	0,6	0,39	0,6
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,4	1,56	2,4
$N^{barre}/face$	10HA14	4HA10	6HA10
$A_{z.tendu}$	15,39	2,01	4,71
S_t (cm)	14	30	30
L/10 (cm)	12	12	12
S_t' (cm)	6	10	10
A_{min}^{comp} (cm ²)	0	0,84	0
$A_{z.compr}$	0	2,01	0
$N^{barre}/face$	0	4HA10	0
A_h^{cal} (cm ²)	1,39	0,73	0,481
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01
N^{barre}	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Dans le voile V_{y2} nous avons les mêmes sollicitations et la même section du ferrailage ainsi que le voile V_{y1} , mais avec une longueur différente qui est de 1m se qui demande de revoir les espacements des barres verticales. Les espacements des barres verticales du voile V_{x2} sont comme suit : $L/10 = 10\text{cm}$ pour Niveau RDC $St = 11\text{cm} / St' = 5\text{cm}$, pour les autres niveaux $St = 26\text{cm} / St' = 6\text{cm}$.

Schémas de ferrailage

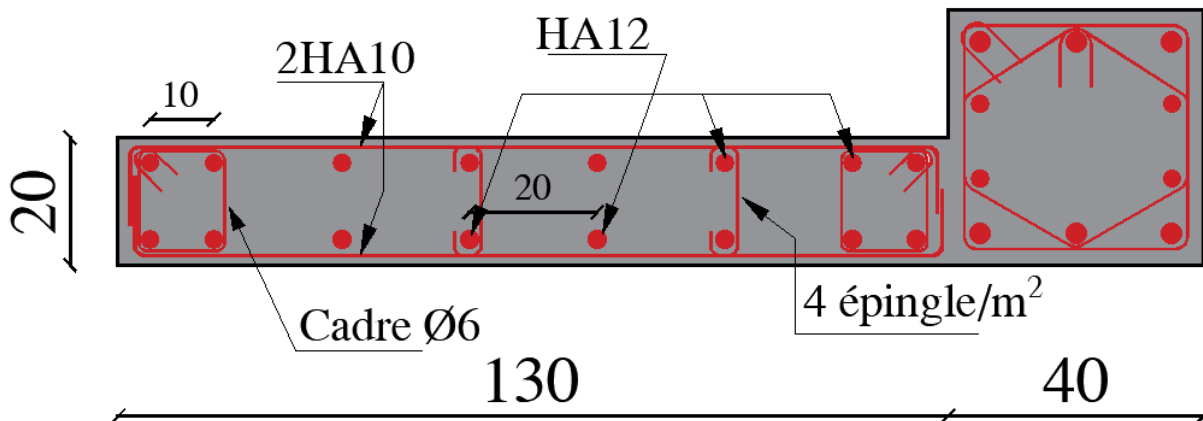


Figure 58. Schéma de ferrailage du Voile V_{x1} (niveau R.D.C)

2.2.10 Etude de l'infrastructure

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments verticaux de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols. Il existe plusieurs types de fondations, *fondation superficielle (isole ; filante, radier générale)*, *fondation semi profond*, *fondation profonde (pieux, ...)*, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

Le dimensionnement des fondations se fait par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0,8G \pm E \quad [\text{RPA, (Art.10.1.4.1)}] \\
 G + Q \\
 1,35G + 1,5Q
 \end{array}$$

2.2.10.1 Les Semelles isolées

La vérification à faire : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$. Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée. N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le calcul de l'Etabs 2016. N_{inf} : Le poids estimé de la semelle plus le poids de l'avant poteau. $N_s = 685,6 \text{ KN}$; $M_s = 7 \text{ KN.m}$. On suppose qu'on a une semelle et un poteau homothétique :

$$B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,4 \cdot 685,6}{0,4 \cdot 200}} = 1,85 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est justifiée. On prend : $A = B = 2,00 \text{ m}$

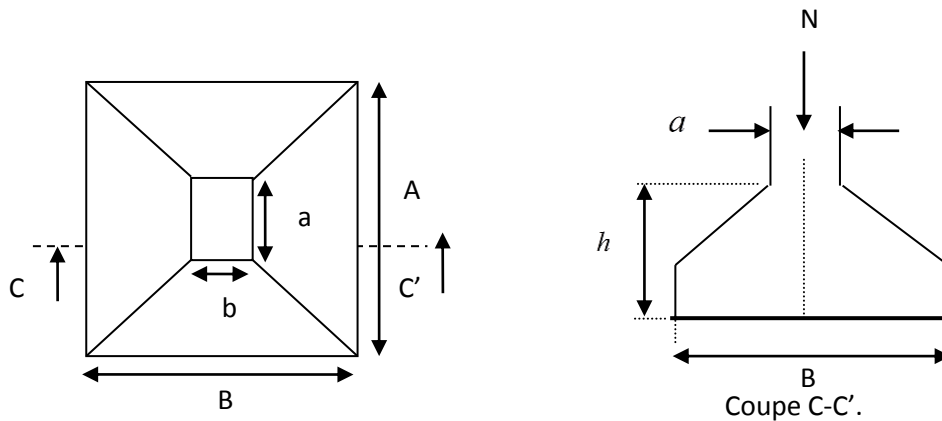


Figure 59. Vue en plan de la semelle.

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{200-40}{4}; \frac{200-40}{4}\right) + 5 = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

Vérification en tenant compte le poids de la semelle et l'avant poteau

On a : $N_t = N_s + P_s$ Avec : $P_s = \gamma_b \times V_{semelle} = 25 \times 2 \times 2 \times 0,45 + 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 0,5 = 47 \text{ KN}$.

$$N_t = 685,6 + 47 = 732,6 \text{ KN}$$

Vérification de la capacité portante du sol

Il faut vérifier que : $q_{réf} < \sigma_{adm}$

D'après le fascicule 62 : $\frac{A}{6} = 0,33 > \frac{M}{N_t} = 0,0096 \text{ cm} \rightarrow$ diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,19 \text{ Mpa} \quad / \quad e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 10,20 \text{ mm} \quad .$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,18 \text{ Mpa} \quad q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,188 \text{ Mpa}$$

e_0 : c'est l'excentricité de la semelle, N_t : c'est l'effort repris par la semelle, B : c'est la largeur de la semelle. $q_{moy} = 0,188 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 0,2 \text{ Mpa}$

Vérification de la stabilité de renversement [RPA, Art.10.5.1]

$$e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}; \quad \frac{M}{N} = 1,02 \text{ cm} \quad \frac{B}{4} = 50 \text{ cm} > 1,02 \text{ cm}$$

Vérification du glissement (DTR)

Il faut que : $H_u = 0,5N_u \geq F_y$ alors : $H_u = 0,5N_u = 0,5 \times 685,6 = 342,8 \text{ KN} > F_y = 11,1 \text{ KN}$.

Ferraillage de la semelle (BAEL91)

ELU $N_u = 943,41 \text{ KN}$; $M_u = 9,71 \text{ KN.m}$

$N_t = N + P_s = 943,41 + 1,35 \times 47 = 1006,86 \text{ KN}$. D'après le fascicule 62 :

$$\frac{A}{6} = 0,33 > \frac{M_u}{N_u} = 0,0103 \text{ cm} \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale} \quad \sigma_{max} = \frac{N}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,26 \text{ Mpa} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,244 \text{ Mpa} \quad q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,256 \text{ Mpa} \quad N^? = \sigma_{moy} \times A \times B = 1024 \text{ KN}$$

$$B = 2,00 \text{ m} ; d = 40 \text{ cm} ; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} ; b = 40 \text{ cm} \quad A_s^{''A} = A_s^{''B} = \frac{N^?(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 14,71 \text{ cm}^2$$

ELS $N^? = q_{réf} \times A \times B = 750 \text{ KN}$. $B = 2,00 \text{ m} ; d = 40 \text{ cm} ; \sigma_{st} = 201 \text{ Mpa} ; b = 40 \text{ cm}$

$$A_s^{''A} = A_s^{''B} = \frac{N^?(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 18,56 \text{ cm}^2$$

Condition minimal

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 9,66 \text{ cm}^2 < A_s^{''A} \quad \text{On ferraille avec } A_{calculée}$$

$$A_x = A_A = A_B = 13 \text{ HA}14 = 20,01 \text{ cm}^2 \quad St = 16 \text{ cm}$$

Disposition du ferrailage

Si : $L_s > \frac{A}{4}$ ou $\frac{B}{4}$ \rightarrow Toutes les barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité et comporte des enclaves courbe. Si : $\frac{A}{8} < L_s \leq \frac{B}{4}$ \rightarrow Toutes les barres doivent être prolongé jusqu'au les extrémités mais peuvent être droites. Si : $L_s < \frac{B}{4}$ \rightarrow Les barres peuvent être droites et on peut arrêter 1barres/2 a une longueur $0,71A$ ou bien alterné des barres de $0,86A$. $L_s = 40\emptyset = 56 \text{ cm}$. $\frac{A}{8} = 25 \text{ cm} ; \frac{A}{4} = 50 \text{ cm} \rightarrow L_s > \frac{A}{4} \rightarrow$ Donc tous les barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité et comporte des enclaves courbe.

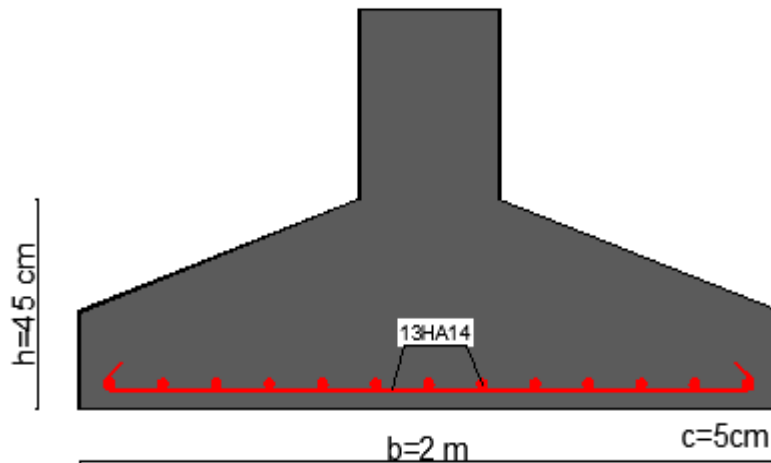


Figure 60. Schéma de ferrailage des semelles isolées centrales

2.2.10.2 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles elles sont soumises à des forces axiales de traction.

Pré dimensionnement [RPA, art 10.1.1.b]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont données selon les critères réglementaires suivant : 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3, 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4. Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm²

Ferrailage

Les longrines sont sollicitées à la traction sous l'action d'une force égale à :

$N_t = \max \left(\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{KN} \right)$ Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarifiés. α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. On a un site meuble S3 et une zone IIa $\rightarrow \alpha = 12$.

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \frac{943,41}{12} = 78,62 \text{KN} \quad A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{78,62 \cdot 10^{-3}}{348} = 2,26 \text{cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \frac{685,6}{12} = 57,13 \text{KN} \quad A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{57,13 \cdot 10^{-3}}{201} = 2,84 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 4,5 \text{cm}^2$$

On choisit 6HA12 = 6,79cm².

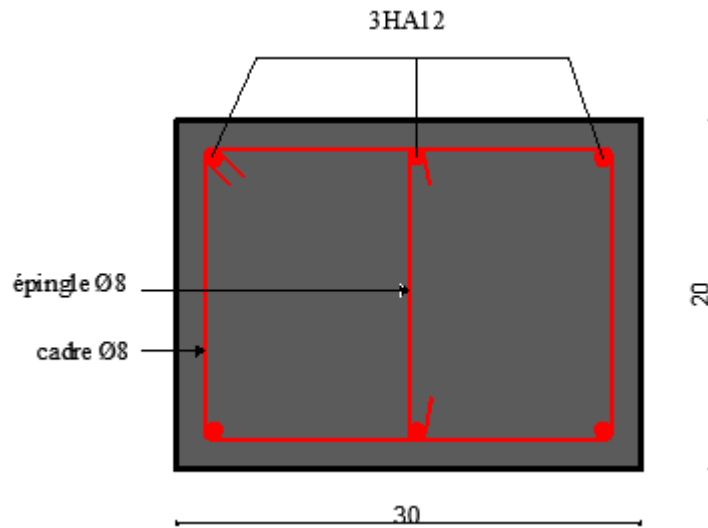


Figure 61. Schéma de ferrailage des longrines

2.2.10.3 Poutres de redressements

Les semelles excentrées par rapport à la charge qui leur est transmise proviennent de la nécessité de ne pas construire à l'extérieur du périmètre de la propriété pour éviter une répartition triangulaire des contraintes avec forte contrainte en pointe ($\sigma_1 = 2 \sigma_m$) on procède à la confection d'une poutre de redressement liant à la semelle excentrée voisine^[4].

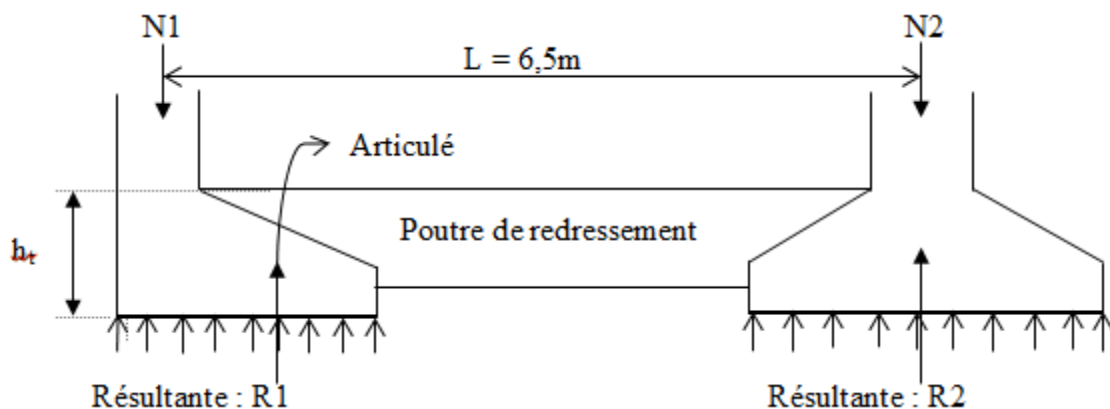


Figure 62. Fonctionnement d'une semelle excentrée avec la poutre de redressement.

Dimensionnement

Pour remplir son rôle, la poutre de redressement doit être rigide et on adopte $h \geq L/10$.

$h \geq 650/10 \rightarrow h \geq 65\text{cm}$ On opte pour $h = 65\text{cm}$ et $b = 40\text{cm}$.

Calcul du chargement

Le calcul de la poutre de redressement est sous le chargement donné dans la figure .

$$R1 = N1 \frac{1}{2l-(B-b)} \quad \text{et} \quad R2 = N2 - N1 \frac{(B-b)}{2l-(B-b)} \quad R' = N1 \frac{(B-b)}{2l-(B-b)}$$

R1 et R2 : sont les résultantes de la semelle 1 et 2. N1 et N2 : L'effort normal provenant du poteau 1 et 2. B : La largeur de la semelle. b : La largeur du poteau. l : La longueur de la poutre de redressement. N1 = 515,06KN ; N2 = 935,48KN.(ELU)

Le calcul le plus défavorable est donné sous la combinaison 1,35G+1,5Q.

$$R1 = 515,06 \times \frac{6,5}{13-(1,2-0,4)} = 274,42 \text{KN/ml} \quad R2 = 935,48 - 515,06 \times \frac{(1,2-0,4)}{13-(1,2-0,4)} = 901,71 \text{KN/ml}$$

$$R' = 515,06 \times \frac{(1,2-0,4)}{13-(1,2-0,4)} = 33,77 \text{KN}$$

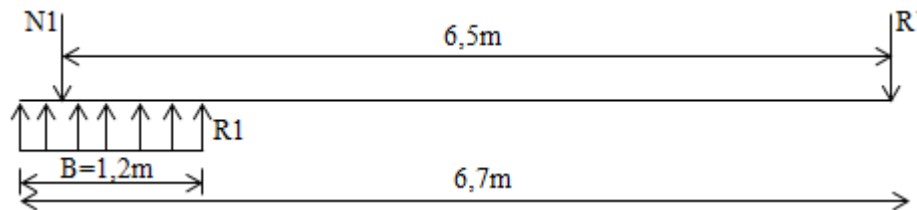


Figure 63. Chargement de la poutre de redressement

Calcul du ferrailage

Pour le calcul des sollicitations, on a modélisé la poutre de redressement à partir logiciel de calcul (ETABS2016). Le calcul du ferrailage se fait à la flexion (FS). Les résultats de calcul des sollicitations et le ferrailage de la poutre de rigidité sont illustrés dans le tableau 52.

Tableau 51. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité.

Sens	Position	Moment(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
X-X	Appui	-5,62	0,27	3,3	3HA12 = 3,39
	Travée	129,22	6,4		3HA16+3HA14 =10,65

A l'ELU :

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3,3 \text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 275,3 \text{KN} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right) = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{275,3 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,6} = 1,147 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{Mpa}$$

Armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right) \rightarrow \phi \leq \min (18,57; 40; 16) \quad \phi \leq 16 \text{mm} \quad \text{On adopte } \phi = 8 \text{mm}$$

Espacement transversaux

$$\text{Soit } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$$

- $$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 40 \text{ cm}$$
- $$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 78,5 \text{ cm}$$
- $$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 31,22 \text{ cm}$$

D'où, $St = 25 \text{ cm}$

A l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est nuisible donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 52. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)
Appui	-4,12	11,145	139827,1	0,33	15	21,6	201,63
Travée	98,78	18,26	359499,4	5,01	15	172,03	201,63

Schémas de ferrailage

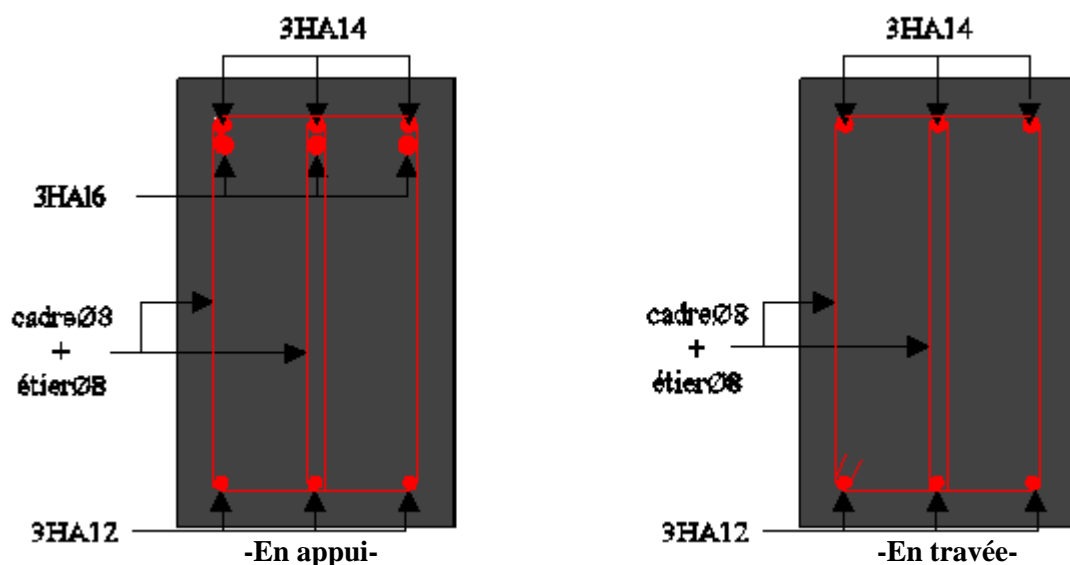


Figure 64. Schéma de ferrailage de la poutre de redressement.

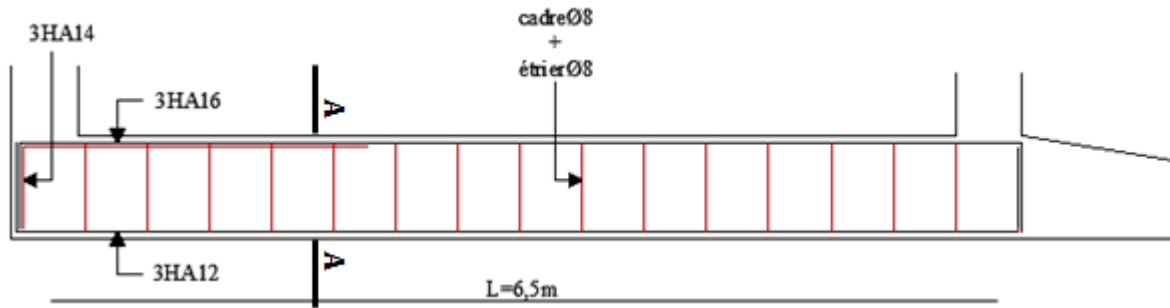


Figure 65. Coupe longitudinale de la poutre de redressement

Remarque

Pour bien mener le calcul des fondations, on va passer au calcul des semelles filantes et faire une étude comparative afin de justifier le critère d'économique.

2.2.10.4 Les Semelles filantes

Pour le calcul de la semelle filante nous Choisissons une semelle de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux dans le sens principal.

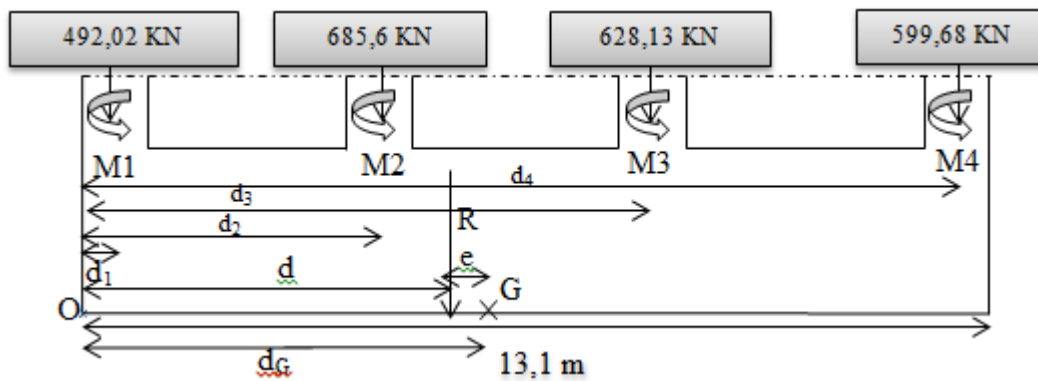


Figure 66. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par le Modèle de Meyerhof comme suivant :

$$S_s \geq \frac{N}{(L - 2e_0)\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (L - 2e_0)}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 492,02 \text{ KN} ; \quad N_3 = 628,13 \text{ KN} ;$

$N_2 = 685,6 \text{ KN} ; \quad N_4 = 599,68 \text{ KN} ;$

$$\sum_{i=1}^4 N_i = 2405,43 \text{ KN}$$

d : La distance entre le point d'application de la résultante des forces et le point O.

d_G : La distance entre le centre de gravité de la semelle et le point O.

$$\sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + N_4 d_4 = R_s \times d$$

$$R_s = \sum_{i=1}^4 N_i, \quad d = \frac{\sum N_i d_i}{R_s}, \quad e = d_G - d, \quad \sum N_i d_i = 15410,04 \text{ KN.m}, \quad d = \frac{15410,04}{2405,43} = 6,407 \text{ m}$$

$$e = 6,55 - 6,407 = 0,143 \text{ m}, \quad M_G = \Delta M + M_0 \quad / \quad \Delta M = R_s \times e \quad / \quad M_0 = \sum M_i$$

$$\Delta M = 2405,43 \times 0,143 = 343,98 \text{ KN.m}, \quad M_0 = 14,35 + 7 + 1,17 + 0,58 = 23,1 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 343,98 + 23,1 = 367,08 \text{ KN.m}, \quad e_0 = \frac{M_G}{R_s} = \frac{367,08}{2405,43} = 0,153 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{2405,43}{200 \times (13,1 - 2 \times 0,153)} \rightarrow B \geq 0,94 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens de fondations. On prend $B = 1,00 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max \left(\frac{A-a}{4} \right) + c$$

$$h \geq \max \left(\frac{100-40}{4} \right) + 5 = 25 \text{ cm}$$

On prend : $h = 25 \text{ cm}$

Vérification de la capacité portante du sol

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) / \sigma_{min} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \rightarrow q_{réf} = \frac{R_s}{B \times L} + \frac{3 \times R_s \times e}{B \times L^2}$$

$$q_{réf} = 0,19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$$

On remarque qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la stabilité de renversement

Selon le [RPA, Art 10.1.5] on doit vérifier que :

$$M_G = 367,08 \text{ KN.m}; \quad N_s = 2405,43 \text{ KN} \quad e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_G}{N_s} \leq \frac{B}{4}; \quad \frac{M_G}{N_s} = 15,3 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = 25 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}$$

Calcul du chargement sur la semelle

$$P_u = q_{réf} \times B = 190 \times 1 = 190 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage de la semelle (BAEL91)

Principale

$$B = 1 \text{ m}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}; \quad N = 2473,93 \text{ KN}; \quad d = 15 \text{ cm}$$

$$A_s^{''B} = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_s^{''B} = \frac{0,19(1-0,4)}{8 \times 0,2 \times 201} = 3,54 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA12 = 4,52\text{cm}^2 \rightarrow St = 25\text{cm}$.

Secondaire

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met seulement des aciers de construction $A_s^L = \frac{A_s^B}{3} = 1,51\text{cm}^2$ On adopte $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

$\rightarrow St = 30\text{cm}$.

Calcul de la poutre de rigidité

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol supposée constante : $q = \frac{\sum N_i}{L}$.

Dimensionnement

On a : $L = 5,1\text{m}$; $\frac{L_{max}}{9} < h \leq \frac{L_{max}}{6} \rightarrow 56,66\text{cm} < h \leq 85\text{cm}$ (CBA93 art II.2.b)

L_{max} : entre axes des max des poutres de rigidité. On prend $h = 65\text{cm}$ et $b = 40\text{cm}$.

Calcul du chargement sur la poutre

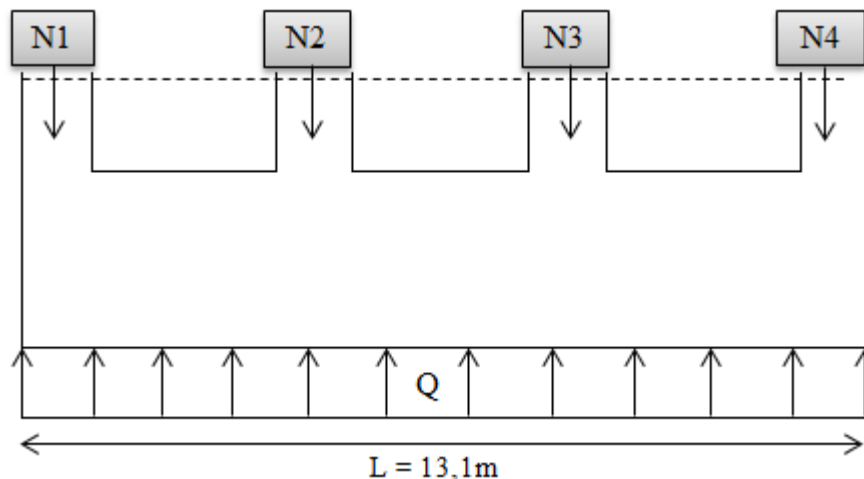


Figure 67. Charges agissantes sur la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \rightarrow q_u = \frac{3310,56}{13,1} = 252,71\text{KN/ml} \quad q_s = \frac{\sum N_s}{L} \rightarrow q_s = \frac{2405,43}{13,1} = 183,62\text{KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple.

Calcul des sollicitations

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Moment en travée :

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

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

Moment en appui :

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

L'effort tranchant :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

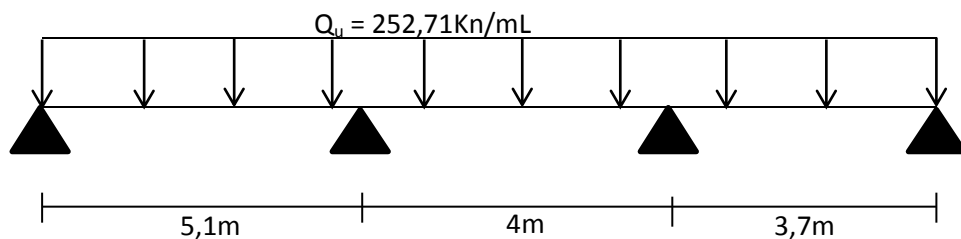


Figure 68. Schéma statique de la poutre de rigidité

Les résultats de calcul des sollicitations et le ferrailage de la poutre de rigidité sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 53. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité.

	Position	Moment(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sens Y-Y	Appui	224,41	24,41		6HA20+3HA16=24,88
	Travée	222,74	22,74	3,8	6HA20+2HA16=22,87

A l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 3,8 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 760,59 \text{ KN} \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{760,59}{0,45 \times 0,7} = 2,41 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{ Mpa}$$

A l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est nuisible donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 54. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Appui	-430,53	26,77	985212,38	11,7	15	283,37	201,63
Travée	401,13	25,92	927775,95	11,21	15	285,87	201,63

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha [0 ; 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Après plusieurs itérations nous avons les résultats suivants :

Tableau 55. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	M_{ser} (KN.m)	β	α	A_{st} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)
Appui	-430,53	$9,68 \times 10^{-3}$	0,437	35,7	8HA25=39,27	10,16	184,46
Travée	401,13	$9,02 \times 10^{-3}$	0,425	33,11	6HA25+2HA20=35,73	9,73	187,79

Armatures transversales

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_L \right) \rightarrow \emptyset \leq \min (21,42 ; 45 ; 20) , \emptyset \leq 20 \text{ mm}, \text{ On adopte } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad 1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 40 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 70 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 12,5 \text{ cm} \quad \text{D'où,} \quad St = 10 \text{ cm}$$

Le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2$ pour 1mètre de hauteur. Comme la poutre a une hauteur de 75cm donc : $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$,

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Schémas de ferrailage

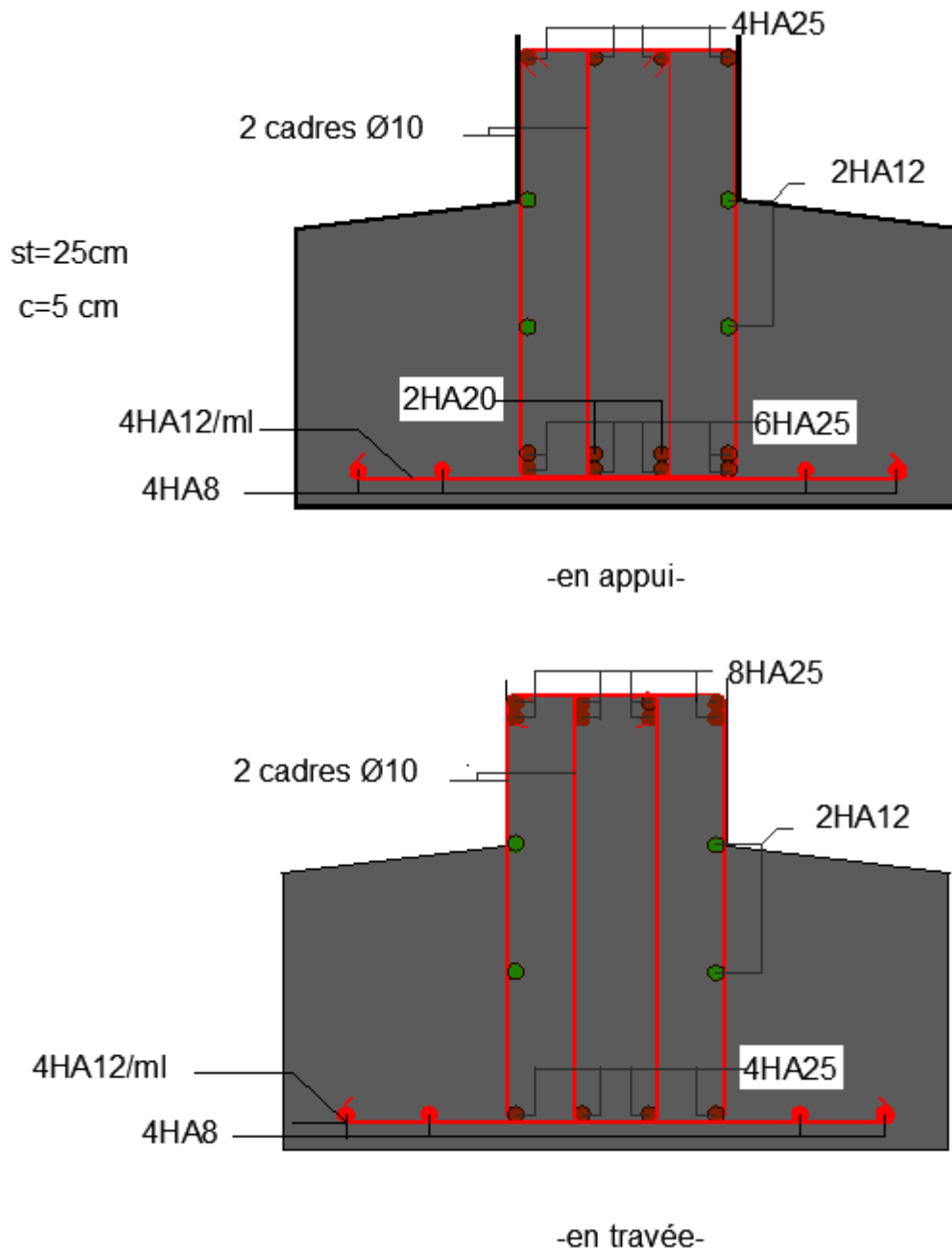


Figure 69. Schémas de ferrailage des semelles filantes et les poutres de rigidités

Conclusion

Après le calcul des deux devis [Annexe 2 et 3] (semelles filantes et isolées). On constate que le cout des semelles filantes est plus économique, et pour cela qu'on a opté pour ces dernières

Chapitre 03 Le renforcement et l'achèvement d'un bâtiment en (R+4+buanderie)

Introduction

Le risque sismique pour un bâtiment est fortement lié à sa vulnérabilité et l'aléa du site de son implantation, raison pour qu'une conception parasismique de celui-ci doit être mise en place. Elle doit alors, s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique en vigueur et la mise en œuvre maîtrisée de la construction.

Cependant, les structures peuvent subir, déjà pour des séismes de magnitude moyenne à faible, des déformations inélastiques qui nécessitent une réparation ou un renforcement de certains éléments. Actuellement il existe plusieurs méthodes pour le renforcement des structures vis-à-vis du séisme dans le but d'augmenter leurs capacités.

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul.

Parmi les nombreuses techniques de renforcement des structures les plus courantes, on trouve l'ajout des éléments structuraux pour assurer une résistance aux efforts sismiques, ces éléments peuvent être des voiles en béton armé.

Il s'agit d'ajouter des voiles en béton armé à tout bâtiment insuffisamment contreventé. Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment, ainsi l'augmentation de sa capacité. Cependant, les liaisons avec la structure existante doivent être très soignées. Il faut sceller des barres de liaison, régulièrement espacées, dans la structure existante et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts, en traitant au mortier sans retrait les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.

Dans ce qui suit on tient à présenter l'expertise réalisée sur des modèles de structures dont le premier est un bâtiment existant en (R+1) et le deuxième est un bâtiment (R+4+buanderie) réaliser à partir de l'ancien bâtiment existant sans procéder par un renforcement. En dernier, on propose un renforcement par injection de voiles parasismiques pour tout d'abord soulager les anciens poteaux, qui ont une faible résistance moyenne de 13.5 MPa, ensuite supporter et reprendre la majorité les efforts sismiques dans la bâtisse.

3.1 Le diagnostic du bâtiment

Après avoir effectué une visite sur chantier on a constaté que la bâtisse fait signe de quelque pathologie visible au niveau du poteau et du plancher (enduit de ciment fissuré, moisissures au niveau du plancher). Pour la récolte des documents et d'information sur la bâtisse un entretien avec le maître d'ouvrage a été mené.

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

$$H_{1^{\text{er}} \text{ étage}} = 3.06 \text{ m} \quad , \quad L_x = 11.1 \text{ m} \quad , \quad H_{\text{RDC}} = 4.9 \text{ m} \quad , \quad L_x = 13.1 \text{ m} \quad H_T = 7.96 \text{ m}$$

$S_{\text{poteau}} = 38 \times 30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ ferrailée avec : 6HA12 un cadre de HA8 tous les 15 cm.

$S_{\text{poutre}} = 30 \times 35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ ferrailée avec : 6HA12.

L'épaisseur du plancher est : $e_{\text{plancher}} = (16+4) \text{ cm}$.

L'infrastructure est composée de semelles isolées de section : $S_{\text{semelle}} = 1.2 \times 1.2 \text{ m}^2$.

3.2 Méthode de calcul et Analyse du bâtiment

Pour vérifier la résistance du bâtiment on procède par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale ; On cherche pour chaque mode de vibration le maximum des efforts sismiques de la structure sollicité par un spectre de réponse. Ces maxima seront combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.2.1 Analyse de l'ancien bâtiment en (R+1)

Avant d'analyser la structure du bâtiment en R+1 existant, on doit la modéliser par la méthodes des éléments finis en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul dédié pour ça, à savoir l'ETABS 2016, un produit de la société Computers & Structures, Inc.

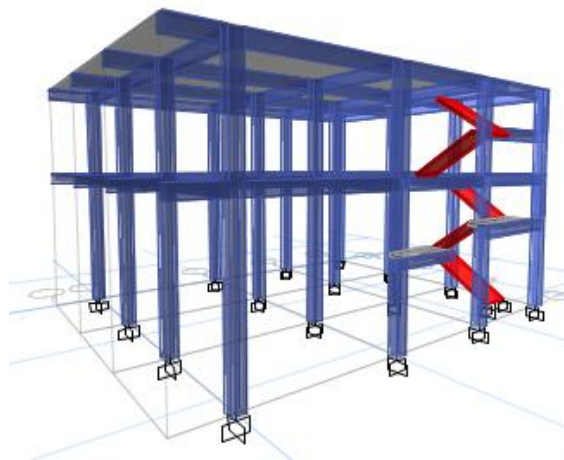


Figure 70. Modèle utilisé pour l'analyse du bâtiment existant

Après une analyse dynamique modale spectrale, on a obtenu le ferrailage demandé pour assurer la résistance, le confinement et limiter l'ouverture des fissures dans le béton des poteaux. Ce ferrailage est bien comparé à celui constaté dans les anciens poteaux, par le biais d'un ratio, qui doit être inférieur à la valeur un. Ce ratio est un paramètre à définir dans le logiciel utilisé ETABS2016, Le variation du ratio est illustré dans la figure suivante affichée à partir logiciel ETABS 2016.

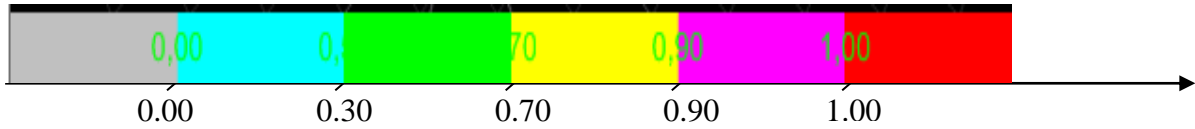



Figure 71. Ratio du ferrailage

Dans cette analyse on se limite à vérifier le « ratio du ferrailage » et pour cela on procède par les étapes suivantes :

Lors de la définition des poteaux dans le logiciel on coche la case Checked au lieu de designed, en introduisant le ferrailage existant comme le montre la figure 72.

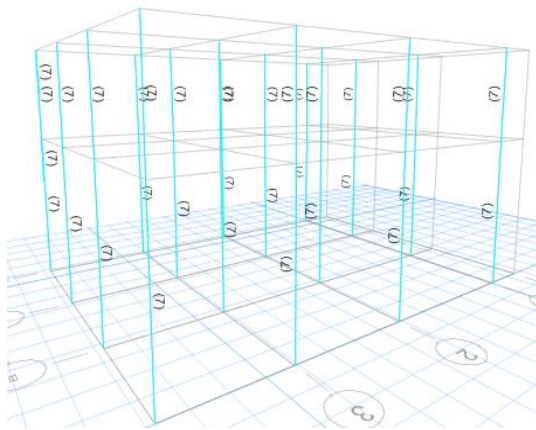
Figure 72. Ratio du ferrailage

Après avoir sélectionné les poteaux on clique sur la flèche à côté de l'icône  puis sur performances pour spécifier l'état limite où la vérification s'effectue (ELU, ELS, ou ELA) et cela en introduisant les valeurs de (γ_s , γ_{bc}) correspondantes à l'état limite considéré. Ensuite on clique sur select design combinaisons pour sélectionner les combinaisons d'actions, puis on clique sur view/revise overwrites, et on spécifie Secondary dans la deuxième ligne afin de comparer le ferrailage existant au ferrailage demandé, puis on lance la vérification. Le système de contreventement considéré dans ce modèle est le système de portique auto stable avec remplissage en maçonnerie.

3.2.2 Interprétation des résultats

➤ Vérification du « Ratio du ferrailage »

A P'ELS :



A P'ELU

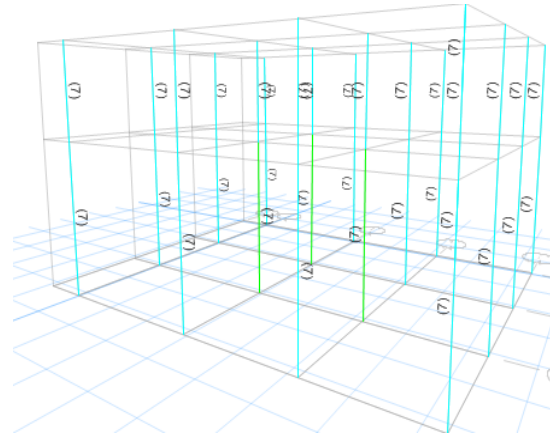


Figure 73. Vérification du ratio à (ELU ; ELS).

D'après les figures ci-dessus on voit bien que les poteaux s'affichent en bleu et quelques-uns en vert, ceci dit que ces derniers ont une capacité suffisante aux deux états limite (ultime et service).

A P'ELA :

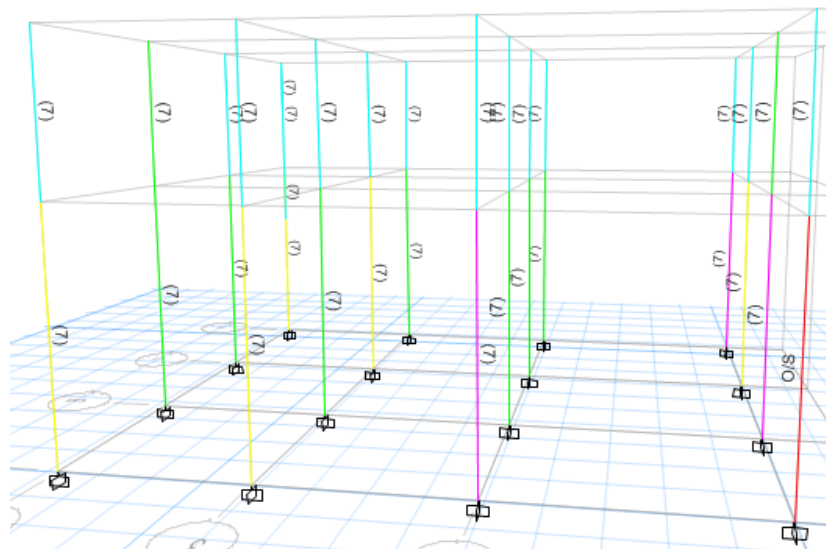


Figure 74. Vérification du ratio à (ELA).

D'après la figure précédente on remarque qu'un seul poteau de rive du RDC qui dépasse un peu la limite imposée. De là, les portiques du bâtiment assurent globalement la résistance aux charges gravitaires, et aux charges horizontales à un pourcentage acceptable.

3.2.3 Analyse du (R+4+Buanderie) sans renforcement

Dans cette partie, trois étages plus une buanderie sont ajoutés pour l'achèvement du projet en question, sans que le maître d'ouvrage procède à un renforcement adéquat pour augmenter la capacité de la structure, les caractéristiques à prendre en compte sont les suivants : La hauteur d'étage ajouté : $H = 3.06$ m La hauteur du plancher à corps creux : $H_{CC} = (16+4)$ cm.

Pour les nouveaux poteaux

- $(30*35)$ cm² → ferrillé avec 6HA12 pour le 2^{ème} étage
- $(30*30)$ cm² → ferrillé avec 6HA12 pour le 3^{ème} et 4^{ème} étage
- $(30*25)$ cm² → ferrillé avec 6HA12 pour la buanderie.

(Le ferrillage doit suivre les barres des anciens poteaux)

Pour les poutres

Les poutres seront ferrillées avec 6HA12

Poutre principale → $(30*35)$ cm²

Poutre secondaire → $(30*30)$ cm²

$F_{c28} = 25$ MPA , $f_c = 400$ MPA

Calcul de l'effort sismique statique

Le calcul de l'effort statique équivalent est illustré dans le tableau suivant :

Tableau 55. Calcul de l'effort statique équivalent.

	Sens-X	Sens-Y
Zone de sismicité	IIa	Iia
Groupe d'usage	2	2
A	0.15	0.15
D	2.2	2.2
Q	1.2	1.25
R	3.5	3.5
W(KN)		6840.43
V(KN)	773.95	806.19

3.2.3.1 Résultats et vérifications

Après modélisation de la structure et analyse de celle-ci on obtient les résultats suivants :

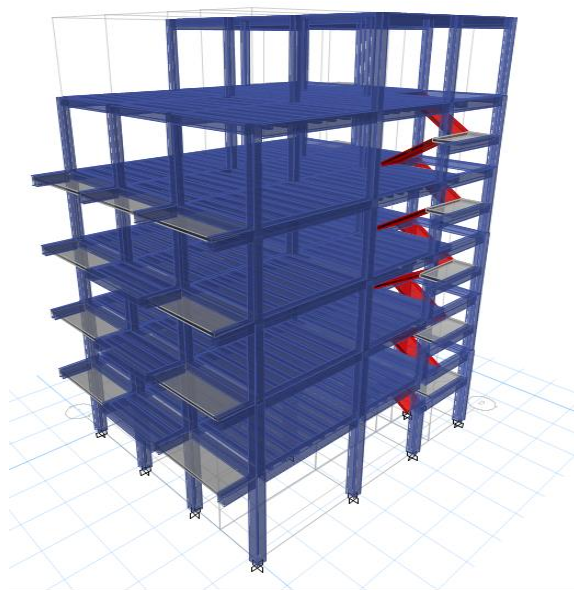


Figure 75. Modèle utilisé pour l'analyse du bâtiment en R+ 4 avec une buanderie mais sans le renforcement.

a).Périodes de vibration et participation massique

Tableau 56. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	1,17	0,5119	0,1223	0,5119	0,1223
Mode 2	0,842	0,3016	0,5533	0,8153	0,6756
Mode 3	0,666	0,108	0,2146	0,9216	0,8902
Mode 4	0,381	0,0416	0,014	0,9632	0,9042
Mode 5	0,316	0,0213	0,0503	0,9844	0,9544
Mode 6	0,26	0,0043	0,0228	0,9888	0,9772
Mode 7	0,217	0,0056	0,0046	0,9944	0,9819

b). Vérification de l'effort normal réduit

Tableau 57. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN) (ELA)	$\overline{F_{c28}}$	ϑ	Observation
RDC	30×38	1140	1106,25	13,5	0,72	Non Vérifiée
1 ^{ème} étage	30×38	1140	624,44	13,5	0,4	Non Vérifiée
2 ^{ème} étage	35×35	1225	493,06	25	0,187	Vérifiée
3 ^{ème} étage	35×30	1050	324,81	25	0,144	Vérifiée
4 ^{ème} étage	30×30	900	213,08	25	0,095	Vérifiée
Buanderie	30×25	750	119,79	25	0,064	Vérifiée

c). Vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau 58. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8V_s t$ (KN)	Observation
Sens x-x	355,35	619,16	Non Vérifiée
Sens y-y	434,32	644,95	Non Vérifiée

d). vérification du déplacement inter étages

Tableau 59. Vérification des déplacements des niveaux.

Niveau	La hauteur hK (cm)	Sens x-x			Sens y-y	
		$\Delta K/hK$	$(\Delta K/hK)*R$ (%)	$\Delta K/hK$	$(\Delta K/hK)*R$ (%)	
RDC	490	0,00348	0,0147	0,00198	0,00991	
NIV 01	306	0,002498	0,0125	0,001315	0,00657	
NIV 02	306	0,002009	0,01	0,0013	0,0065	
NIV 03	306	0,001681	0,008	0,001272	0,00636	
NIV 04	306	0,000917	0,004	0,000905	0,00452	
Buanderie	306	0,000587	0,0029	0,00066	0,0033	

f). Justification vis à vis de l'effet P- Δ :Tableau 60. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$(\Delta k / hK)*R$	V_k (KN)	Θ_k	$(\Delta k / hK)*R$	V_k (KN)	Θ_k
RDC	6853,7595	0,0147	355,35	0,33	0,00991	434,32	0,15
NIV 01	5451,8433	0,0125	307,66	0,22	0,00657	384,85	0,09
NIV 02	4162,9944	0,01	256,21	0,16	0,0065	325,33	0,08
NIV 03	2927,409	0,008	197,3	0,12	0,00636	253,74	0,07
NIV 04	1709,1059	0,004	124,05	0,06	0,00452	162,50	0,04
Buanderie	625,6515	0,0029	51,17	0,03	0,0033	67,1	0,03

D'après les différentes vérifications faites, on a constaté que le bâtiment ne répond pas aux critères de résistances et de stabilités exigés par le règlement parasismique algérien RPA. De ce fait, le bâtiment en question ne peut être conforme et son achèvement présente un risque important vis-à-vis des actions sismiques.

g)- Vérification de l'infrastructure

$$\text{La vérification à faire : } \sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N_S : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le calcul. $N_S = 736.6 \text{ kN}$ et $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$. On a une semelle et un poteau homothétique :

$$B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,38 \cdot 736,6}{0,3 \cdot 200}} = 2,16 \text{ m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{b \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,3 \cdot 736,6}{0,38 \cdot 200}} = 1,7 \text{ m}$$

La semelle existante est de section carré $1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}^2 < 2,16 \times 1,7 = 3,67 \text{ m}^2$. Le système de fondation existant ne peut assurer la stabilité du bâtiment.

On peut illustrer dans ce qui suit une comparaison entre le ferrailage demandé par les poteaux pour résister aux nouvelles sollicitations et le ferrailage existant dans les anciens poteaux.

h).vérification du ratio de ferrailage

On peut illustrer dans ce qui suit une comparaison entre le ferrailage demandé par les poteaux pour résister aux nouvelles sollicitations et le ferrailage existant dans les anciens poteaux.

Pour cette vérification on suit les mêmes étapes que la vérification du (R+1) existant :

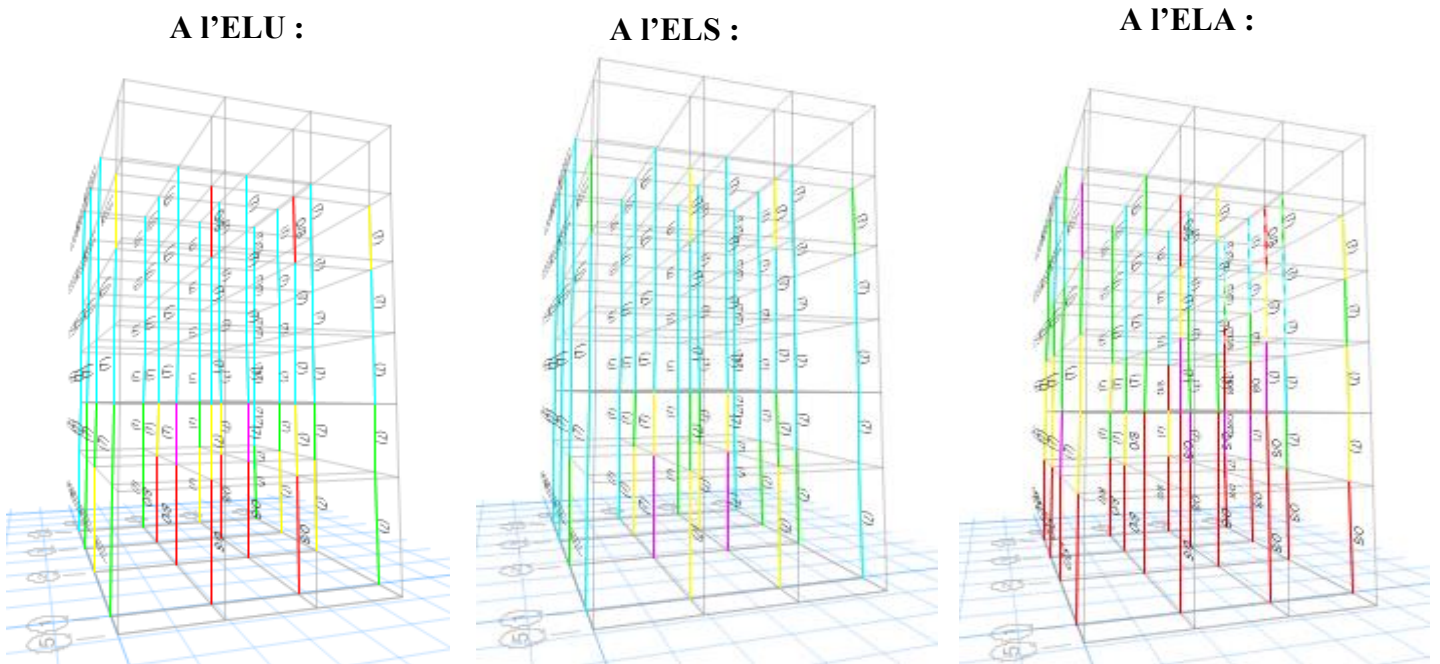


Figure 76. Vérification du ratio.

On voit clairement que les anciens poteaux ne peuvent pas supporter de nouvelles charges quelles soit gravitaires ou sismiques. Cela est bien traduit par le dépassement du ratio de la limite de sécurité qu'on lui a imposé (poteaux en rouge) pour un nombre important de poteaux, ce qui signifie que la capacité de ces poteaux à résister au efforts imposés est insuffisante, donc la stabilité de la structure n'est pas assuré. En conclusion, on doit augmenter la capacité du bâtiment pour résister aux différentes actions déstabilisatrices, cela peut se faire en renforçant le bâtiment par injection de voiles parasismiques.

3.2.3.2 Renforcement par insertion des voiles en béton armé

Pour augmenter la capacité de résister aux efforts horizontaux d'une structure en béton armée la méthode d'injections des voiles parasismique en béton armée est pratiquement la meilleure en tenant compte de la rapidité d'exécution et de l'économie ^[5].

Il s'agit d'ajouter des voiles en béton armé au bâtiment. Ces voiles ont comme rôles de :

- Reprendre les efforts sismiques,
- Augmenter la capacité de la structure,
- Soulager les anciens poteaux présentant de faibles résistances.

Cependant, la mise en œuvre des liaisons avec la structure existante doit être très soignée. Il faut sceller des barres de liaison, régulièrement espacées, dans la structure existante et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts, en traitant au mortier sans retrait les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.

La mise en œuvre d'injection des voiles en BA, est illustrée sur la figure suivante :



Figure 77. Injections des voiles en béton armée.

3.2.4 Analyse du bâtiment (R+4+Bunderie) renforcé par des voiles de contreventement

Dans cette partie, on procède à l'injection des voiles en béton armé, afin qu'ils reprennent la majorité de l'effort sismique et de soulager les anciens poteaux. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but de satisfaire toutes les vérifications exigées par la réglementation en vigueur. Il est à noter, qu'on a remplacé l'hourdis en ciment par celui en polystyrène dans tous les nouveaux planchers afin de réduire un peu la charge gravitaire, ainsi le poids de la structure. Un chaînage entre les voiles et les poteaux est réalisé par l'intermédiaire de poutres et dalles pleines au niveau du deuxième étage. Ce chaînage est compris à l'intérieur d'une dalle de 20 cm d'épaisseur, où on a rempli les vides par des panneaux en polystyrène. Cette nouvelle dalle est liée à l'ancienne par le biais de connecteurs (des chutes de barres de ferrailles codées à 90°, des barres d'attentes d'anciens poteaux et ceux des voiles injectés.

Les caractéristiques des éléments à prendre dans les calculs :

- Le poids propre des planchers en hourdis polystyrènes (16+5). $G_p = 2,3 \text{ KN/m}^2$ (**Annexe 8**)

D'où : $G_{pl \text{ étage courant}} = 4,6 \text{ KN/m}^2$; $G_{pl \text{ terrasse acc}} = 4,54 \text{ KN/m}^2$; $G_{pl \text{ terrasse inacc}} = 4,24 \text{ KN/m}^2$.

- Pour les poteaux et les poutres on garde les mêmes dimensions du (R+4), et on propose au début le minimum du RPA, une section d'acier des poteaux de $8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$.

Coefficient de comportement à utiliser pour la définition du spectre de calcul

Pour l'étude de renforcement de notre ouvrage par les voiles en béton armé, on a choisi un coefficient de comportement R égal à **1.5**, cela pour augmenter l'effet de l'action sismique sur notre structure ^[6].

3.2.4.1 Modélisation et dispositions des voiles en béton armé dans le bâtiment

Nous avons testé plusieurs dispositions de voiles, et on a opté pour cette dernière qui nous semble la plus adéquate, elle répond à toutes les vérifications exigés par le **RPA**, et augmente la capacité du bâtiment vis-à-vis du séisme.

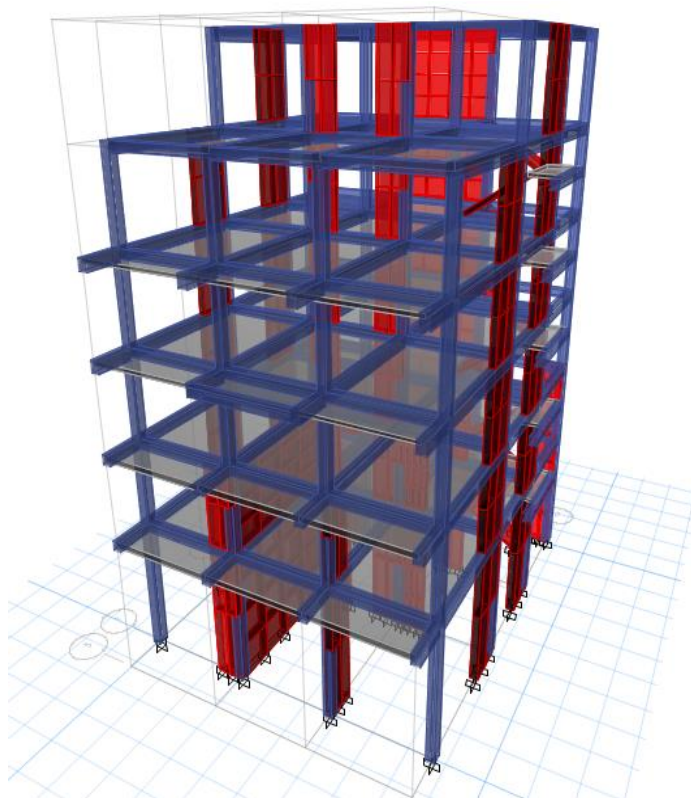


Figure 78. Modèle utilisé avec Injections des voiles en béton armée.

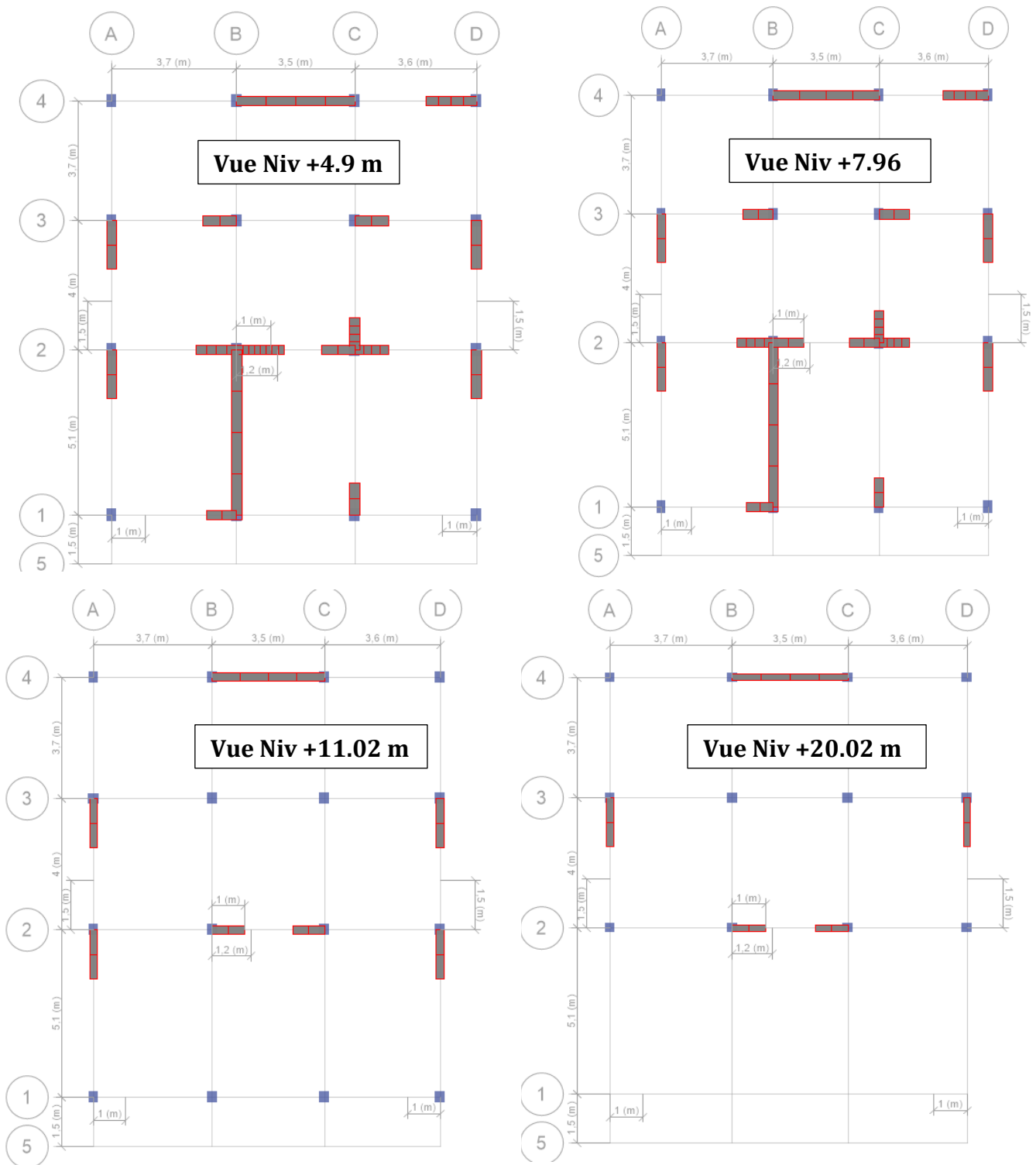


Figure 79. Dispositions des voiles en béton armée injectés.

3.2.4.2 Résultats et vérifications

a) la Périodes de vibration et participation massique

Tableau 61. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative (somme)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,425	0,5075	0,0006	0,5075	0,0006
Mode 2	0,299	0,0071	0,5545	0,5146	0,5551
Mode 3	0,241	0,1214	0,0138	0,636	0,5689
Mode 4	0,152	0,1972	0,0002	0,8333	0,5691
Mode 5	0,106	0,0001	0,2662	0,8333	0,8354
Mode 6	0,08	7,151E-07	0,0005	0,8333	0,8358
Mode 7	0,071	0,1159	0,0002	0,9492	0,8361

b) Répartitions des efforts repris par des voiles et les portiques

Tableau 62. Le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles et les portiques.

Niveau	Elément	combinaison	Location	P (KN)	pourcentage %
RDC	Portique	G+Q	La base	-2209,7443	21,78
RDC	Voiles	G+Q	La base	-7935,6921	78,22

Tableau 63. Le pourcentage de la charge horizontale selon X et Y.

NIVEAU	Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE	
	Sens X		Sens Y	
NIV 05	28,66	71,34	35,69	64,31
NIV 04	29,256	70,74	26,86	73,14
NIV 03	21,67	78,33	18,54	81,46
NIV 02	39,75	60,25	28,77	71,23
NIV 01	6,99	93,01	3,63	96,37
RDC	2,91	97,09	2,11	97,89

D'après les tableaux ci-dessus on remarque que les voiles reprennent le maximum des charges horizontales et verticales aux niveaux des anciens poteaux, ce qui va fortement les soulager.

c). Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau 64. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN) (ELA)	Fc28	θ	Observation
RDC	38×30	1140	-476,83	13500	0,3	Vérifiée
1 ^{ème} étage	38×30	1140	-351,08	13500	0,228	Vérifiée
2 ^{ème} étage	35×30	1050	-769,18	25000	0,293	Vérifiée
3 ^{ème} étage	30×30	1050	-351,58	25000	0,134	Vérifiée
4 ^{ème} étage	30×30	900	-209,63	25000	0,093	Vérifiée
Buanderie	30×25	750	-110,6749	25000	0,066	Vérifiée

d). Vérification de la résultante des forces sismiques

$$(V_{dyn} \geq 0,8 V_{st})$$

Tableau 65. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	0.8V _s t(KN)	Observation
Sens x-x	1664,6	1662,07	Vérifiée
Sens y-y	1785,84	1731,33	Vérifiée

e). Justification vis à vis des déformations**Tableau 66.** Vérification des déplacements des niveaux.

Niveau	La hauteur	Sens x-x			Sens y-y	
	hK (cm)	ΔK/hK	(ΔK/hK)*R (%)	ΔK/hK	(ΔK/hK)*R (%)	
RDC	490	0,00111	0,001665	0,00109	0,001635	
NIV 01	306	0,002078	0,003117	0,001161	0,0017415	
NIV 02	306	0,002683	0,004025	0,001175	0,0017625	
NIV 03	306	0,002404	0,003606	0,000876	0,001314	
NIV 04	306	0,00164	0,00246	0,000302	0,000453	
Buanderie	306	0,000885	0,001328	0,0002	0,0003	

On voit bien à travers les résultats de ce tableau que les déplacements relatifs dans tous les niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f). Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

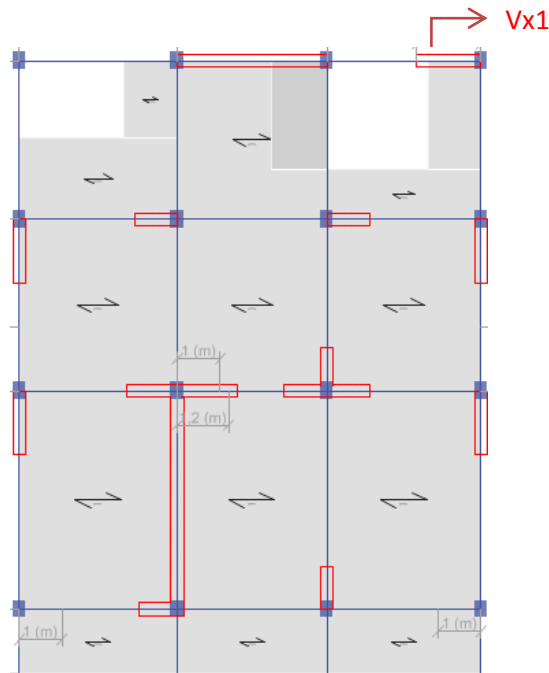
Tableau 67. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$(\Delta k / hK) * R$	V_k (KN)	Θ_k	$(\Delta k / hK) * R$	V_k (KN)	Θ_k
RDC	723,03	0,0016	242,54	0,00496	0,0016	403,45	0,00293
NIV 01	1940,33	0,0031	650,86	0,00929	0,0017	864,63	0,0039
NIV 02	3259,76	0,0040	997,39	0,01315	0,0017	1227,01	0,00468
NIV 03	5142,89	0,0036	1240,87	0,01494	0,0013	1466,123	0,00460
NIV 04	6883,421	0,0024	1505,71	0,01124	0,0004	1661,45	0,00187
Buanderie	9112,265	0,0013	1664,59	0,00726	0,0003	1785,83	0,00153

D'après les résultats obtenus dans le tableau I.IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

3.2.4.3 Ferrailage et calcul des voiles

Après satisfaire toutes les vérifications requises, on passe dans cette partie au ferrailage des voiles, où nous allons présenter un exemple de calcul (Voile VX1)

**Figure 80.** Plan repérage des voiles de renforcement

➤ Sollicitation de calcul

Tableau 68. Sollicitations maximales dans le voile Vx1 // à X-X'.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	820,26	248,52	286,85	99,75	-203,82	279,59	118,47

✓ Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor} (plus défavorable)

$$L = 1,35m, d = 1,3m, e = 0.30m.$$

$N_{min} = -203,82 \text{ KN}$ (traction), $M_{cor} = 279,59 \text{ KN.m}$.

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,37 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,675 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 152,2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,0162$$

$$\mu_{bu} = 0,0162 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,0204$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,289 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{152,2 \times 10^{-3}}{1,289 \times 400} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,95 \times 10^{-4} + \frac{152,2 \times 10^{-3}}{400} = 8,046 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 8,046 \text{ cm}^2$$

➤ Armature minimal dans la zone tendue

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -3,57 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1,35 \times 3,57}{2,56 + 3,57} = 0,786 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% 0,3 \times 0,786 = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{courante} = 0 \text{ cm}^2 \text{ On ferraille tous le voile avec la zone tendue}$$

➤ Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon le RPA on a : } A_{min} = 0,15\% b \times L = 0,15\% \times 0,3 \times 1,35 = 6,075 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les barres longitudinales la section d'acier A est égale à $16,092 \text{ cm}^2$, cette section d'acier sera mise sur les deux extrémités du voile sur la distance L_t .

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement [RPA, (ART.7.7.2)]**

Selon le RPA : il faut majorer l'effort tranchant avec 40%

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 118,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 1,3} = 0,43 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_H = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,9 \times f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_H = \frac{0,43 \times 0,3 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{Hmin} = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Choix des Armatures

- Armatures Verticales : $A_v = 8,046 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on choisit ; 8HA12 ($A = 9,05 \text{ cm}^2$)
L'espaceur
 $St < (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow St = 21\text{cm}$
Sur la distance de $L/10$ de chaque côté on a : $St' \leq St/2 \rightarrow St' = 10 \text{ cm}$
- Armatures horizontales :
 $A_h = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ donc on va choisir **2HA8** = $1,01 \text{ cm}^2 / St = 20\text{cm}$.

Schéma de ferrailage

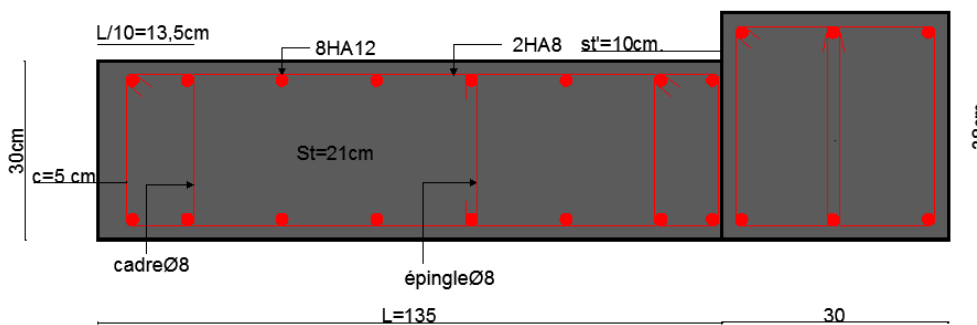


Figure 81. Schéma du ferrailage du voile Vx1

3.2.4.4 Mise en œuvre

La mise en œuvre des voiles de renforcement peut être effectuée en s'appuyant sur les points suivants :

- poser les étaitements au niveau des poutres à piquer afin d'éviter la ruine des poutres suite aux sollicitations intenses produites par l'appareil de piquage comme le montre l'image suivante :



Figure 82. Disposition des étaitements

- Piquer les poutres d'une manière à faciliter la pose du ferrailage et le coulage du béton.



Figure 83. Partie piquée des poutres

- Nettoyer les poutres en éliminant les impuretés issus du piquage et enlever tous les déblais sur les planchers afin de faciliter le piquage des longrines et le plancher de terre.
- Creuser les terres aux emplacements des voiles jusqu'à l'apparition des semelles (creuser une surface de $(2,2*1,4 \text{ m}^2)$).
- Nettoyer le fond des semelles et couler le béton de propreté puis poser le ferrailage, comme le montre l'image ci-après :



Figure 84. Mise en œuvre des semelles de renforcement

3.2.4.5 Calcul des fondations après le renforcement du bâtiment

$$N_s = 685,6 \text{ KN}$$

N_s : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le calcul.

$$B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,38 \cdot 341,83}{0,3 \cdot 200}} = 2,16 \text{ m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{b \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,3 \cdot 341,83}{0,38 \cdot 200}} = 1,349 \text{ m}$$

On opte pour des semelles : $(A \times B) = (1,4 \times 2,2) \text{ m}^2$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{220-38}{4}; \frac{140-30}{4}\right) + 5 = 50,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 55 \text{ cm}$

3.2.4.6 Vérification des sections du ferrailage des anciens poteaux

Pour cette vérification on prend le poteau le plus sollicité du RDC.

➤ **Sollicitation de calcul****Tableau 69.** Sollicitations maximales dans le poteau le plus sollicité.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N	M	M	N	N	M
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)
RDC	476,83	9,52	20,02	276,47	-308,84	6,23

On présente la sollicitation qui donne le calcul le plus défavorable.

Données : Soit : $N_{min} = -308,84\text{KN}$; $M_{corrs} = 6,23\text{KN.m}$ (ELA)

$b = 30\text{ cm}$; $h = 38\text{ cm}$; $d = 35,5\text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,02\text{m} < \frac{h}{2} = 0,19 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 18,5\text{cm.}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 17\text{cm.}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{Mpa.}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = 3,7\text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = 4,02\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 5,98\text{ cm}^2. \text{ Alors on ferraille avec } A_{min}.$$

$$A_{cal} = 5,98\text{cm}^2 < A_{exist} = 6\text{HA12} = 6,79\text{cm}^2.$$

Donc la section du ferrailage existante est suffisante, on peut dire ici que les voiles injectés ont soulagé les anciens poteaux.

Conclusions

Après la présentation détaillée des deux possibilités de choix, démolir et rebâtir à nouveau, ou de procéder à un renforcement par injection de voiles en béton armé. Il nous reste maintenant d'exposer le cout de chaque solution, afin de bien aider le propriétaire à prendre une décision adéquate.

Pour la première solution, qui est bien détaillée au deuxième chapitre, démolir, va couter au propriétaire une somme de **1 752 225,02DA**. Par contre, la nouvelle construction, va lui couter la somme de **8929569.48DA**. Pour la détermination de ces montants, on s'est basé sur des devis réels et des BPU obtenus auprès des entreprises locales. (Voir annexe 2 , 4).

Le critère économique a été mis en avant lors du calcul de ce nouveau bâtiment, tous les éléments ont été calculés de manière à avoir un rapport **résistance/ prix** le plus faible possible, d'ailleurs on a calculé deux types de systèmes de fondations, des semelles isolées, qui vont couter une valeur de **1 219 615,8 DA**, et des semelles filantes qui couteront **1148432,8 DA**.

Dans la deuxième solution, qui est présentée en troisième chapitre, nous avons utilisé une technique de renforcement qui consiste à injecter des voiles en béton armé dans l'ossature de l'ancien bâtiment de telle manière à soulager les poteaux des efforts verticaux, et de reprendre le maximum des efforts sismiques (solicitations horizontales), vu la vulnérabilité des anciens poteaux (faible résistance mécanique 13.5MPa) aux efforts sismiques et même gravitaires.

Après avoir disposé les voiles de renforcement, plusieurs vérifications ont été faites à savoir :

L'effort tranchant à la base du bâtiment ;

L'effort normal réduit à chaque niveau du bâtiment ;

Le déplacement inter étage ;

Les effets du second ordre (P- Δ).

Un redimensionnement des fondations a été effectué (extension des semelles).

Enfin, le cout de cette solution a été estimé à : **8172085,09 DA** soit un gain de **2509709,41 DA** par rapport à la première solution (démolition + reconstruction). Le choix maintenant revient au propriétaire, c'est à lui que revient la décision finale, d'opter pour l'une des deux possibilités. Néanmoins, on pourra prendre compte de d'autres critères, comme la durée d'exécution des travaux, le risque que prendra une démolition en un milieu purement urbain, possibilité de réaménager les espaces dans le bâtiment, mettre un ascenseur, repositionner la cage d'escalier, ...etc.

La réalisation de ce travail, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation, surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié, elle nous a aussi permis de développer l'esprit de recherche, et le savoir de ce documenter.

Bibliographie

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.

Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

DTR B.C2.2 Charge et surcharges.

Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).

Autres documents consultés.

Cahier de cours du béton armée du cursus.

Code de l'Urbanisme nouvelle édition, textes mis à jour au 17 février 2011, BERTI, chapitre IV, p. 96-99.

La loi n° 90-29 du 1er décembre 1990. *« Loi n° 90-29 relative à l'aménagement et l'Urbanisme, modifiée et complétée par le décret législatif n° 94-07 du 18 mai 1994 relatifs aux conditions de la production architecturale et à l'exercice de la profession d'architecte et la n° 04-05 du 14 aout 2004 ».*

Le décret exécutif n° 91-176 du 28 mai 1991. *« fixant les modalités d'instruction et de délivrance des actes d'urbanisme du permis de lotir, du certificat de morcellement, du permis de construire, du certificat de conformité et du permis de démolir, modifié et complète par le décret exécutif n° 06-03 du 7 janvier 2006 et le décret exécutif n° 09-307 du 22 septembre 2009 ».*

[1] **J-Claude. Philip., F. Bouyahbar. et J.P Muzeau**, guide pratique de la démolition des bâtiments, Eyrolles, 2006.

[2] **J. MUR et J.P MUZEAU**, Etude comparative des divers procédés de démolition. Critère de choix, Annales de l'I.T.B.T.P., novembre 1979, p. 53-86.

[3] **J. RONDAL**, Techniques de démolition, Eyrolles, 1989.

[4] **M. BELAZOUGUI**, Calcul des ouvrages en béton armé. Office des Publications Universitaire.

[5] **N. BELHAMEDI**, Polycopie de cours pathologie. Office des Publications Universitaire.

[6] **V. Davidovichi, D. Amir-Mazahari, P.B, A.C, M.C, P.D, N.T**, Renforcement parasismique des bâtiments, CSTB, Août 2010.

ANNEXES

Annexes 1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE :
DAIRA DE :
COMMUNE DE :
LIEU DIT :

RAPPORT D'EXPERTISE

Suite à la demande formulée par monsieur *****le maitre d'ouvrage***** domicilié à **WILAYA**, pour la constitution d'un dossier de permis de démolir d'une construction en **(R+ , Hangar, ...)**, ***** Adresse***** – Suite à la sortie sur les lieux effectuée en date du ******JJ /MM/AA****** en présence de l'intéressé qui nous a indiqué les limites de la propriété nous **le bureau d'étude**, ayant élu siège à *****WILAYA***** avons constaté ce qui suit :

Désignation de l'immeuble :

- Surface de la bâtisse ;
- nombre de niveaux ;
- nombre de pièces dans chaque niveau ;
- Réf du permis de construire ;
- le voisinage de la construction (Est, West, Nord, Sud)

Etat de la construction :

- citer les anomalies constatées dans la construction ;
- citer les dangers que peut engendrer la bâtisse ;
- donner la solution (Ex : anticiper la démolition dans le cas où la bâtisse représente un danger d'effondrement inopiné).
- citer les études techniques qui doivent être munies ;

L'intéressé

Bureau d'étude

Annexe 2

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Béton

INFRASTRUCTURE	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton de propreté dose a 150Kg/m3 de CPA ep Min 10cm	M ³	10,752	6900.00	74188.8
Semelles filantes en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	10,74	35000.00	375900
Poutre de rigidité en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	12,97	35000.00	453950
Avant poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	1,152	32000.00	36864
Longrines en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,36	32000.00	203520
Avant Voiles en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	0,18	32000.00	5760
Plancher (plate-forme)	M ²	117,81	2900.00	341649
SOUS TOTAL INFRASTRUCTURE..... =				1148432.8
SUPERSTRUCTURE	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	33,442	32000.00	1070144
Poutres en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	61,66	32000.00	1973120
Dalle pleine en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,048	32000.00	193536
Voiles en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	14,474	32000.00	463168
Escaliers en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,6871	32000.00	213987.2
Acrotères en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	4,0677	32000.00	130166.4
Planchers à corps creux (16+4)	M ²	679,185	2900.00	1969636.5
SOUS TOTAL SUPERSTRUCTURE..... =				6013758.1
Total en HT				7503839.9
TVA 19%				1425729.58
Total en TTC				8929569.48

Devis estimatif et quantitatif de la construction avec les semelles
filantes.

Annexe 3

<u>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</u>				
<u>Béton</u>				
INFRASTRUCTURE	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton de propreté dose a 150Kg/m3 de CPA ep Min 10cm	U	10,752	6900.00	74188.8
Semelles isolées en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	18,432	35000.00	375900
Poutre de redressement en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	7,2618	35000.00	776195
Avant poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	1,152	32000.00	36864
Longrines en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,36	32000.00	203520
Avant Voiles en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	0,18	32000.00	5760
Plancher (plate-forme)	M ²	117,81	2900.00	341649
SOUS TOTAL INFRASTRUCTURE..... =				1219615.8
SUPERSTRUCTURE	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	33,442	32000.00	1070144
Poutres en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	61,66	32000.00	1973120
Dalle pleine en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,048	32000.00	193536
Voiles en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	14,474	32000.00	463168
Escaliers en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	6,6871	32000.00	213987.2
Acrotères en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	4,0677	32000.00	130166.4
Planchers à corps creux (16+4)	M ²	679,185	2900.00	1969636.5
SOUS TOTAL SUPERSTRUCTURE..... =				6013758.1
Total en HT				7575022.9
TVA 19%				1439254.35
Total en TTC				9014277.25

Devis estimatif et quantitatif de la construction avec les semelles isolées.

Annexe 4

<u>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</u>				
<u>Béton</u>				
INFRASTRUCTURE	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
(Semelles isolées + Avant poteau) en béton armé	U	16	6000.00	96000
Longrines en béton armé	M ³	9,66	8000.00	77280
Plancher de la plate-forme	M ²	117,81	1600.00	188496
SOUS TOTAL INFRASTRUCTURE..... =				361776
SUPERSTRUCTURE	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	13,79	8000.00	110320
Poutres en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	24,88	8000.00	199040
Escaliers en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	2,02	8000.00	16160
Planchers (16+04)	M ²	239,37	1000.00	239370
Mur en maçonnerie	M ²	682,24	800.00	545792
SOUS TOTAL SUPERSTRUCTURE..... =				1110682
Total en HT				1472458
TVA 19%				279767.02
Total en TTC				1752225.02

Devis estimatif et quantitatif de la démolition d'un bâtiment
(R+1).

Annexe 5

<u>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</u>				
<u>Béton</u>				
INFRASTRUCTURE	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Semelles isolées en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	8,75	35000.00	306250
Avant Voiles en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	7,00	32000.00	224000
SOUS TOTAL INFRASTRUCTURE..... =				530250
SUPERSTRUCTURE	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Poteaux en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	15,62	32000.00	499840
Poutres en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	45,52	32000.00	1456640
Dalle pleine en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	3,48	32000.00	111360
Voiles en béton armé du (R+1) dosé à 350Kg/m3	M ³	51,28	32000.00	1640960
Voiles en béton armé (2+3+4+buanderie) dosé à 350Kg/m3	M ³	21,85	34000.00	742900
Escaliers en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	3,63	32000.00	116160
Acrotères en béton armé dosé à 350Kg/m3	M ³	4,0677	32000.00	130166.4
Planchers en corps creux 16+04	M ²	565,18	2900.00	1639022
SOUS TOTAL SUPERSTRUCTURE..... =				6337048,4
Total en HT				6867298,4
TVA 19%				1304786,69
Total en TTC				8172085,09

Devis estimatif et quantitatif pour le renforcement du Bâtiment.

Annexe 6

Dalles rectangulaires uniformément chargées

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,4	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,300	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6647
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0537	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817	/	/	/	/	/

Annexe 7

Tableau des Armatures											
$\emptyset(mm)$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33
Les Sections sont en Cm^2											

