RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ ABDELHAMID IBN BADIS DE MOSTAGANEM

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie Civil

Laboratoire LMPC

Mémoire de Master

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

par

AYA BALEHOUEN

ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE HOURDIS SUR LA STRUCTURE D'UN BÂTIMENT R+10 À USAGE D'HABITATION

Soutenu le **Dimanche 28-06-2026** devant le jury :

Pr. BOUKHOULDA HAFID	Président du jury	UAIB Mostaganem
Dr. BESSAI TOUHAMI	Examinateur	UAIB Mostaganem
Dr. SADKI NIZAR	Encadreur	UAIB Mostaganem

Année Universitaire : 2025 - 2026

Résumé

La présente étude porte sur une analyse paramétrique comparative de trois types de hourdis (ciment, brique, polystyrène) pour un bâtiment RDC + 10 étages situé à Mostaganem (zone sismique V, RPA 2024). L'objectif est d'évaluer l'influence du choix du hourdis sur le poids propre, les efforts sismiques, le dimensionnement des éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) ainsi que sur le dimensionnement des fondations (radier général). Des descentes de charge complètes, un prédimensionnement selon le BAEL 91 et des vérifications au RPA 2024 sont réalisés pour chaque variante.

Les résultats montrent que le hourdis polystyrène réduit significativement le poids propre (jusqu'à 16% en terrasse et 24% en étage courant) et, par conséquent, les efforts sismiques (environ 5 à 6% à la base), les sollicitations dans les planchers et les poutres, ainsi que les contraintes transmises au sol par le radier. Le hourdis brique offre un compromis acceptable avec des réductions plus modestes, tandis que le hourdis ciment est le plus pénalisant en zone sismique.

Le hourdis polystyrène constitue ainsi la solution la plus performante pour le comportement dynamique sous séisme et pour la réduction des charges transmises aux fondations.

Mots clés : RPA 2024, hourdis ciment, hourdis brique, hourdis polystyrène, prédimensionnement, descente de charge, bâtiment R+10, Oran, zone sismique V, BAEL 91, radier général, fondations.

Abstract

This study presents a parametric comparative analysis of three types of hollow blocks (concrete, clay, polystyrene) for an R+10 residential building located in Mostaganem (seismic zone V, RPA 2024). The aim is to evaluate the influence of the hollow block type on the self-weight, seismic forces, the sizing of load-bearing elements (beams, columns, shear walls) as well as the foundation design (raft foundation). Complete load takedowns, pre-dimensioning according to BAEL 91, and verifications according to RPA 2024 are carried out for each variant.

The results show that the polystyrene hollow block significantly reduces the self-weight (up to 16% on the roof and 24% on a typical floor) and consequently the seismic forces (about 5 to 6% at the base), the stresses in slabs and beams, as well as the soil pressures transmitted by the raft foundation. The clay hollow block offers an acceptable compromise with more modest reductions, while the concrete hollow block is the most penalising in seismic zones.

The polystyrene hollow block thus proves to be the most efficient solution for dynamic behaviour under earthquake and for reducing loads transmitted to foundations.

Keywords : RPA 2024, concrete hollow block, clay hollow block, polystyrene hollow block, pre-dimensioning, load takedown, R+10 building, Oran, seismic zone V, BAEL 91, raft foundation, foundations.

ملخص

تتناول هذه الدراسة تحليلاً بارامترياً مقارناً لثلاثة أنواع من البلوكات الجوفاء (أسمنتي، طوبي، وبوليسترين) لمبنى يتكون من طابق أرضي و 10 طوابق (RDC+10) يقع بمدينة مستغانم (المنطقة الزلزالية V وفقاً لـ RPA 2024). يهدف هذا العمل إلى تقييم تأثير اختيار نوع البلوك على الوزن الذاتي للمنشأ، والقوى الزلزالية، وتصميم العناصر الحاملة (الجسور، الأعمدة، والجدران القصية)، إضافة إلى تصميم الأساسات المتمثلة في اللبشة العامة. وقد تم إنجاز حسابات كاملة للأحمال، وتحديد أولي للأبعاد وفقاً لقواعد BAEL 91، مع إجراء جميع التحققات المطلوبة حسب RPA 2024 لكل حالة من الحالات المدروسة.

أظهرت النتائج أن بلوك البوليسترين يساهم بشكل ملحوظ في تخفيض الوزن الذاتي للمنشأ (حتى 16% على مستوى السطح و24% في الطوابق المتكررة)، مما يؤدي إلى تقليل القوى الزلزالية (بحوالي 5 إلى 6% عند قاعدة المبنى)، وتخفيف الإجهادات في البلاطات والجسور، وكذلك تقليل الضغوط المنقولة إلى التربة عبر اللبشة العامة. أما بلوك الطوب فيوفر حلاً وسطاً مقبولاً مع تخفيضات أقل أهمية، في حين يُعد بلوك الأسمنت الخيار الأقل ملاءمة في المناطق الزلزالية بسبب وزنه الأكبر وتأثيره المباشر على زيادة الأحمال الزلزالية.

وعليه، يُعتبر بلوك البوليسترين الحل الأكثر كفاءة من حيث تحسين السلوك الديناميكي للمنشأ تحت تأثير الزلازل وتقليل الأحمال المنقولة إلى الأساسات.

الكلمات المفتاحية:

RPA 2024، بلوك أسمنتي، بلوك طوبي، بلوك بوليسترين، التحديد الأولي للأبعاد، حساب الأحمال، مبنى R+10، مستغانم، منطقة زلزالية V، BAEL 91، لبشة عامة، أساسات.

Table des matières

Résumé i

Abstract ii

Résumé en arabe iii

Table des matières iv

Liste des figures xii

Liste des tableaux xvi

Introduction Générale 1

1 CHAPITRE I :

Présentation générale et caractéristiques des matériaux 3

1.1 Introduction . . . 4

1.2 Présentation du projet . . . 4

1.2.1 Objectif de l'étude : analyse paramétrique comparative . . . 4

1.2.2 Caractéristiques de la structure . . . 5

1.2.3 Données du site . . . 5

1.3 Caractéristiques des matériaux . . . 5

1.3.1 Principe du béton armé . . . 5

1.3.2 Le béton . . . 6

1.3.3 L'acier . . . 7

1.4 Objet des justifications de calcul . . . 8

1.5 Justifications de calcul . . . 8

2 CHAPITRE II :

Prédimensionnement des éléments structuraux 9

2.1 Introduction 10
2.2 Descente de charge 10
2.2.1 Charges permanentes 10
2.2.2 Surcharges d'exploitation 16
2.3 Prédimensionnement des éléments structuraux 16
2.3.1 Prédimensionnement des poutres 16
2.3.2 Prédimensionnement des planchers 18
2.3.3 Prédimensionnement des poteaux 20
Descente de charge – Hourdis ciment 26
Descente de charge – Hourdis brique 26
Descente de charge – Hourdis polystyrène 26
2.3.4 Prédimensionnement des voiles 29
2.4 Récapitulatif du prédimensionnement 31

3 CHAPITRE III :
Étude des planchers **32**
3.1 Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous-sol) 33
3.1.1 Conditions de portée 33
3.1.2 Méthode de calcul 33
3.1.3 Combinaisons fondamentales 34
3.1.4 Calcul des sollicitations 35
3.1.5 Mode d'encastrement 35
3.1.6 Exemple de calcul des moments fléchissants (panneau n°03) 40
3.1.7 Détermination des armatures 41
3.1.8 Vérification des contraintes de cisaillement 42
3.1.9 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche (panneau n°13) 43
3.2 Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous-sol) 43
3.2.1 Conditions de portée 43
3.2.2 Méthode de calcul 44
3.2.3 Combinaisons fondamentales 45
3.2.4 Calcul des sollicitations 46
3.2.5 Mode d'encastrement 46
3.2.6 Exemple de calcul des moments fléchissants (panneau n°03) 51
3.2.7 Détermination des armatures 52

3.2.8 Vérification des contraintes de cisaillement . . . 53
3.2.9 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche (panneau n°13) . . . 54
3.3 Plancher à corps creux . . . 54
3.3.1 Détermination des dimensions des poutrelles . . . 55
3.3.2 Ferraillage de la table de compression . . . 56
3.4 Étude des poutrelles . . . 57
3.4.1 Évaluation des charges . . . 57
3.4.2 Combinaisons fondamentales (largeur d'influence 0,60 m) . . . 57
3.4.3 Méthodes de calcul . . . 59
3.5 Exemple de calcul détaillé (Type 1 – terrasse inaccessible) . . . 61
3.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire . . . 61
3.5.2 Schéma statique et portées . . . 61
3.5.3 Combinaisons fondamentales . . . 62
3.5.4 Application de la méthode de Caquot . . . 63
3.5.5 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales – Plancher terrasse . . . 67
3.6 Détermination des armatures longitudinales . . . 68
3.6.1 Terrasse – Ciment (cas le plus défavorable) . . . 68
3.7 Détermination des armatures transversales . . . 71
3.7.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis . . . 71
3.7.2 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (A_ℓ) . . . 71
3.7.3 Vérification de la perpendicularité des armatures transversales à la ligne moyenne 72
3.7.4 Diamètre des armatures transversales . . . 72
3.7.5 Choix des armatures . . . 73
3.7.6 Espacement des armatures transversales . . . 73
3.7.7 Conclusion sur l'espacement . . . 74
3.8 Vérification de la flèche . . . 74
3.8.1 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche . . . 74
3.8.2 Vérification pour le plancher terrasse . . . 74
3.8.3 Conclusion sur la nécessité du calcul . . . 74
3.8.4 Calcul de la flèche . . . 75
3.8.5 Calcul des moments fléchissants . . . 75
3.8.6 Modules de déformations longitudinaux . . . 76

3.8.7 Calcul du moment d'inertie (I_0) . . . 76
3.8.8 Calcul des contraintes d'acier . . . 77
3.8.9 Calcul de μ_g, μ_j, μ_p . . . 77
3.8.10 Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) . . . 77
3.8.11 Calcul des flèches partielles . . . 78
3.8.12 Calcul de la flèche totale . . . 78
3.8.13 Conclusion sur la flèche . . . 78
3.8.14 Terrasse – Brique . . . 79
3.8.15 Terrasse – Polystyrène . . . 81
3.8.16 Étage courant – Ciment . . . 82
3.8.17 Étage courant – Brique . . . 83
3.8.18 Étage courant – Polystyrène . . . 84
3.9 Récapitulatif pour toutes les variantes . . . 85
3.9.1 Récapitulatif des sollicitions . . . 85
3.9.2 Récapitulatif des ferraillages . . . 85
3.10 Analyse comparative des variantes de plancher à corps creux . . . 86
3.10.1 Comparaison des moments fléchissants et efforts tranchants . . . 86
3.11 Dessin de ferraillage . . . 90

4 CHAPITRE IV :
Étude sismique selon le RPA 2024 **91**
4.1 Introduction . . . 92
4.2 Méthodes de calcul . . . 92
4.2.1 Méthode statique équivalente . . . 92
4.2.2 Classification du site . . . 93
4.2.3 Méthode dynamique modale spectrale . . . 93
4.2.4 Modélisation . . . 93
4.2.5 Nombre de modes à considérer . . . 98
4.3 Résultats de calcul . . . 99
4.4 Vérifications réglementaires . . . 100
4.4.1 Vérification de la participation massique . . . 101
4.4.2 Vérification de la période . . . 102
4.4.3 Vérification de l'effort tranchant à la base . . . 102
4.4.4 Déplacements inter-étages . . . 103

4.4.5 Effet P-Δ . . . 104
4.4.6 Justification de l'excentricité . . . 106
4.5 Conclusion de la vérification de la stabilité sismique . . . 107
4.6 Analyse comparative . . . 107
4.6.1 Comparaison des périodes propres . . . 108
4.6.2 Comparaison des participations massiques . . . 109
4.6.3 Comparaison de la masse totale de la structure . . . 110
4.6.4 Comparaison des efforts tranchants à la base . . . 111
4.6.5 Comparaison des déplacements des étages . . . 112
4.6.6 Comparaison du poids dynamique par étage . . . 113
4.6.7 Comparaison des efforts sismiques par étage . . . 114
4.6.8 Comparaison des déplacements de second ordre (effet P-Δ) . . . 116
4.6.9 Comparaison de l'excentricité entre centre de masse et centre de rigidité . . . 118

5 CHAPITRE V :
Étude des poutres **120**
5.1 Introduction . . . 121
5.2 Combinaisons de charges . . . 121
5.3 Ferraillage des poutres . . . 122
5.4 Vérifications des règlements (RPA 2024, art. 7.5.2) . . . 123
5.4.1 Armatures longitudinales . . . 123
5.4.2 Armatures transversales . . . 123
5.5 Sollicitations des poutres . . . 123
5.6 Sollicitations des poutres . . . 123
5.6.1 Comparaison des moments fléchissants dimensionnants . . . 124
5.7 Détermination des armatures . . . 126
5.7.1 Variante ciment . . . 126
5.7.2 Vérification de l'effort tranchant . . . 127
5.7.3 Poutres secondaires . . . 127
5.8 Récapitulatif du ferraillage . . . 127
5.8.1 Comparaison du ferraillage calculé des poutres . . . 128
5.8.2 Analyse comparative du ferraillage réel des poutres . . . 129
5.9 Dessins de ferraillage des poutres . . . 131

6 CHAPITRE VI :
Étude des poteaux 133
6.1 Généralités . . . 134
6.2 Combinaisons de charges . . . 134
6.2.1 Selon les règles BAEL 91 (situation durable et transitoire) . . . 134
6.2.2 Selon le RPA 2024 (situation accidentelle) . . . 134
6.2.3 Principe de calcul . . . 135
6.3 Armatures longitudinales . . . 136
6.3.1 Conditions imposées par le RPA 2024 . . . 136
6.3.2 Armatures minimales imposées par les règles BAEL 91 . . . 136
6.4 Armatures transversales . . . 137
6.4.1 Selon RPA 2024 . . . 137
6.4.2 Selon BAEL 91 . . . 137
6.5 Types de poteaux . . . 138
6.6 Tableaux récapitulatifs des sollicitations . . . 138
6.7 Exemple de calcul . . . 142
6.7.1 Armatures longitudinales . . . 142
6.7.2 Vérification à l'état limite de service . . . 146
6.7.3 Armatures transversales . . . 148
6.7.4 Détermination de la zone nodale . . . 149
6.7.5 Longueur de recouvrement . . . 149
6.7.6 Conclusion . . . 149
6.7.7 Choix des armatures . . . 150
6.8 Tableau récapitulatif des ferraillages . . . 150
6.9 Analyse comparative . . . 151
6.9.1 Comparaison des efforts normaux et tranchants . . . 151
6.9.2 Analyse comparative du ferraillage des poteaux . . . 153
6.10 Dessins de ferraillage . . . 155

7 CHAPITRE VII :
Étude des voiles 160
7.1 Généralités . . . 161
7.2 Description relative aux armatures des voiles . . . 161
7.3 Dispositions constructives des armatures . . . 161

7.3.1 Ferraillage minimal . . . 161
7.3.2 Pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile (art. 7.7.4) . . . 162
7.3.3 Espacement des armatures . . . 162
7.3.4 Longueurs de recouvrement . . . 162
7.3.5 Aciers de couture . . . 162
7.4 Vérification au flambement . . . 163
7.5 Vérification à l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales 163
7.6 Calcul du ferraillage . . . 163
7.7 Tableaux récapitulatifs des sollicitations . . . 164
7.8 Exemple de calcul . . . 165
7.8.1 Sens x-x . . . 165
7.8.2 Sens y-y . . . 165
7.8.3 Vérification au flambement . . . 166
7.8.4 Ferraillage suivant l'axe x-x . . . 166
7.8.5 Ferraillage suivant l'axe y-y . . . 169
7.8.6 Espacement des armatures . . . 172
7.8.7 Vérification de la contrainte de cisaillement . . . 172
7.9 Tableau récapitulatif du ferraillage des voiles . . . 173
7.9.1 Comparaison des efforts normaux maximaux dans les voiles . . . 174
7.9.2 Analyse comparative du ferraillage des voiles . . . 175
7.10 Dessin de ferraillage . . . 176

8 CHAPITRE VIII :
Fondations **177**
8.1 Étude du radier général . . . 178
8.1.1 Condition de choix du radier général . . . 178
8.1.2 Prédimensionnement . . . 178
8.1.3 Débordement du radier . . . 180
8.1.4 Hauteur de la nervure . . . 180
8.1.5 Épaisseur de la dalle . . . 180
8.1.6 Prédimensionnement des poutres du radier . . . 180
8.1.7 Caractéristiques du radier . . . 180
8.1.8 Propriétés des matériaux et du sol . . . 181
8.2 Vérifications du dimensionnement . . . 182

8.2.1 Vérification de la stabilité . . . 182
8.2.2 Variante ciment . . . 183
8.2.3 Variante Brique . . . 184
8.2.4 Variante Polystyrène . . . 185
8.3 Vérification de la contrainte du sol . . . 186
8.3.1 Variante ciment . . . 187
8.3.2 Variante brique . . . 188
8.3.3 Variante polystyrène . . . 189
8.4 Ferraillage de la dalle du radier . . . 190
8.4.1 Zone sollicitée (voile périphérique – 2m par 1 ml) . . . 190
8.4.2 Choix des armatures (identique pour les trois variantes) . . . 190
8.5 Calcul des poutres du radier . . . 191
8.5.1 Poutres principales . . . 191
8.5.2 Poutres secondaires . . . 195
8.5.3 Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres du radier . . . 196
8.6 Longrines . . . 197
8.6.1 Armatures longitudinales . . . 197
8.6.2 Vérification de la section de béton . . . 197
8.7 Analyse comparative des variantes de plancher . . . 197
8.7.1 Comparaison des moments fléchissants . . . 198
8.7.2 Comparaison des efforts tranchants . . . 199
8.7.3 Comparaison des contraintes du sol . . . 199
8.7.4 Comparaison du ferraillage . . . 200
8.7.5 Conclusion . . . 200
8.8 Dessin de ferraillage . . . 201

Conclusion Générale **204**

Bibliographie **206**

Liste des figures

2.1 Comparaison du poids permanent G – Plancher terrasse 13
2.2 Comparaison du poids permanent G selon les trois variantes – Plancher courant (étage) 15
2.3 Dimensions à respecter par les poutres (RPA 2024) 17
2.4 Section réduite du béton 20
2.5 Surface afférente d'un poteau – demi-portées (P.P. et P.S.) 23
2.6 Coffrage des poteaux 25
2.7 Comparaison des efforts normaux ultimes N_u (en daN) pour les trois variantes . 27
2.8 Comparaison des sections réduites B_r (en cm²) pour les trois variantes 27
2.9 Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres 29
2.10 Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations 30

3.1 Enrobage 34
3.2 Panneau continu 35
3.3 Panneau de rive (deux appuis partiellement encastrés) 36
3.4 Panneau de rive (trois appuis partiellement encastrés) 36
3.5 Répartition des 25 types de panneaux de la dalle pleine 37
3.6 Panneaux continus au-delà de leurs appuis 37
3.7 Panneaux de rive (deux appuis partiellement encastrés) 38
3.8 Panneaux de rive (un seul appui partiellement encastré) 39
3.9 Enrobage 45
3.10 Panneau continu 46
3.11 Panneau de rive (deux appuis partiellement encastrés) 47
3.12 Panneau de rive (trois appuis partiellement encastrés) 47
3.13 Répartition des 25 types de panneaux de la dalle pleine 48
3.14 Panneaux continus au-delà de leurs appuis 48
3.15 Panneaux de rive (deux appuis partiellement encastrés) 49

3.16 Panneaux de rive (un seul appui partiellement encastré) 50
3.17 Coupe transversale d'un plancher à corps creux 55
3.18 Section de calcul d'un plancher à corps creux 55
3.19 Schéma statique des poutrelles pour plancher terrasse 59
3.20 Schéma de deux portées successives selon la méthode de Caquot 61
3.21 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU 68
3.22 Diagramme des moments fléchissants à l'ELU 68
3.23 Section de calcul de la poutrelle en T. 69
3.24 Section de calcul de la poutrelle en T en appui (zone tendue dans la nervure) . . 70
3.25 Section de calcul du moment d'inertie. 76
3.26 Comparaison du moment fléchissant maximal en travée (ELU) – Plancher terrasse 86
3.27 Comparaison du moment fléchissant maximal en travée (ELU) – Plancher étage courant 87
3.28 Comparaison du moment fléchissant maximal sur appui (ELU) – Plancher terrasse 87
3.29 Comparaison du moment fléchissant maximal sur appui (ELU) – Plancher étage courant 88
3.30 Comparaison de l'effort tranchant maximal (ELU) – Plancher terrasse 88
3.31 Comparaison de l'effort tranchant maximal (ELU) – Plancher étage courant . . . 89
3.32 Ferraillage de poutrelle (exemple pour la variante ciment) 90

4.1 Interface du logiciel Robot Structural Analysis 94
4.2 Disposition des voiles dans le modèle 95
4.3 Spectres horizontal élastique et de calcul — $A = 0,250$, $I = 1,000$, $S = 1,300$, $\eta = 0,764$, $R = 4,500$, $Q_F = 1,000$ 98
4.4 Spectres verticaux élastique et de calcul — $A_v = 0,180$, $I = 1,000$, $\alpha = 0,6$, $S_{vd,\min} = 0,036\,g$ 98
4.5 Comparaison des périodes propres des 16 premiers modes pour les trois variantes de plancher 108
4.6 Comparaison des masses cumulées participantes suivant la direction UX 109
4.7 Comparaison des masses cumulées participantes suivant la direction UY 109
4.8 Comparaison de la masse totale de la structure pour les trois variantes de plancher 110
4.9 Comparaison de l'effort tranchant à la base suivant la direction X 111
4.10 Comparaison de l'effort tranchant à la base suivant la direction Y 111
4.11 Comparaison des déplacements latéraux suivant l'axe X 112

4.12 Comparaison des déplacements latéraux suivant l'axe Y 112
4.13 Comparaison du poids dynamique par étage selon les trois variantes 113
4.14 Comparaison des efforts tranchants sismiques par étage suivant l'axe X 114
4.15 Comparaison des efforts tranchants sismiques par étage suivant l'axe Y 115
4.16 Comparaison des déplacements de second ordre θ_x 116
4.17 Comparaison des déplacements de second ordre θ_y 117
4.18 Comparaison de l'excentricité suivant la direction X 118
4.19 Comparaison de l'excentricité suivant la direction Y 118

5.1 Comparaison des moments positifs dimensionnants en travée 124
5.2 Comparaison des moments négatifs dimensionnants aux appuis 125
5.3 Comparaison des sections d'armatures calculées en travée 128
5.4 Comparaison des sections d'armatures calculées aux appuis 128
5.5 Ferraillage des poutres principales 131
5.6 Ferraillage des poutres secondaires 132

6.1 Sollicitations sur les poteaux 134
6.2 Zone nodale 136
6.3 Position du point d'application de l'effort normal N' 143
6.4 Position du point d'application de l'effort normal N^{ser} 146
6.5 Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ELU 151
6.6 Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ELS 151
6.7 Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ACC 152
6.8 Comparaison de l'effort tranchant maximal T_{max} 152
6.9 Ferraillage des poteaux (40x100) cm² 155
6.10 Ferraillage des poteaux (40x90) cm² 156
6.11 Ferraillage des poteaux (40x80) cm² 157
6.12 Ferraillage des poteaux (40x70) cm² 157
6.13 Ferraillage des poteaux (40x60) cm² 158
6.14 Ferraillage des poteaux (40x50) cm² 158
6.15 Ferraillage des poteaux (40x40) cm² 159

7.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles 162
7.2 Section de calcul suivant l'axe X-X 166
7.3 Section de calcul suivant l'axe Y-Y 169

7.4 Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} dans les voiles – Sens vertical (ferraillage vertical) . . . 174
7.5 Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} dans les voiles – Sens horizontal (ferraillage horizontal) . . . 174
7.6 Dessin de ferraillage des voiles . . . 176

8.1 Dimensions du radier . . . 180
8.2 Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante ciment . . . 187
8.3 Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante brique . . . 188
8.4 Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante polystyrène . . . 189
8.5 Comparaison du moment sur appui M_a^u (poutres principales) . . . 198
8.6 Comparaison du moment en travée M_t^u (poutres principales) . . . 198
8.7 Comparaison de l'effort tranchant T^u (poutres principales) . . . 199
8.8 Comparaison de la contrainte maximale du sol σ_{max} (ELU) . . . 199
8.9 Comparaison du ferraillage calculé A_{cal} (poutres principales en travée) . . . 200
8.10 Dessin de ferraillage de la dalle du radier . . . 201
8.11 Dessin de ferraillage des poutres principales du radier . . . 202
8.12 Dessin de ferraillage des poutres secondaires du radier . . . 202
8.13 Ferraillage des longrines . . . 203

Liste des tableaux

2.1 Plancher terrasse – Hourdis ciment (Variante 1) . . . 12
2.2 Plancher terrasse – Hourdis brique (Variante 2) . . . 12
2.3 Plancher terrasse – Hourdis polystyrène (Variante 3) . . . 12
2.4 Récapitulatif – Plancher terrasse (3 variantes) . . . 13
2.5 Plancher courant – Hourdis ciment (Variante 1) . . . 14
2.6 Plancher courant – Hourdis brique (Variante 2) . . . 14
2.7 Plancher courant – Hourdis polystyrène (Variante 3) . . . 14
2.8 Récapitulatif – Plancher courant (3 variantes) . . . 14
2.9 Charges permanentes – Dalle pleine . . . 16
2.10 Épaisseur minimale selon la résistance au feu . . . 19
2.11 Descente de charges – Comparaison des variantes (charges surfaciques en kN/m^2) 22
2.12 Descente de charge – Hourdis ciment (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN) . . . 26
2.13 Descente de charge – Hourdis brique (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN) . . . 26
2.14 Descente de charge – Hourdis polystyrène (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN) . . . 26
2.15 Récapitulatif général du prédimensionnement . . . 31

3.1 Combinaisons fondamentales (largeur d'influence 0,60 m) . . . 58
3.2 Moments sur appuis – Plancher terrasse, ciment (ELU et ELS) . . . 64
3.3 Abscisses x_0 du moment maximum – ELU et ELS (ciment) . . . 66
3.4 Moments fléchissants en travée – Plancher terrasse, ciment . . . 67
3.5 Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux – Plancher terrasse . . . 67
3.6 Moments sur appuis – Terrasse brique (ELU et ELS) . . . 79
3.7 Efforts tranchants – Terrasse brique (ELU) . . . 79

3.8 Abscisses x_0 – Terrasse brique . . . 79
3.9 Moments en travée – Terrasse brique . . . 80
3.10 Moments sur appuis – Terrasse polystyrène (ELU et ELS) . . . 81
3.11 Moments en travée – Terrasse polystyrène . . . 81
3.12 Moments sur appuis – Étage courant, ciment (ELU et ELS) . . . 82
3.13 Moments en travée – Étage courant, ciment . . . 82
3.14 Moments sur appuis – Étage courant, brique (ELU et ELS) . . . 83
3.15 Moments en travée – Étage courant, brique . . . 83
3.16 Moments sur appuis – Étage courant, polystyrène (ELU et ELS) . . . 84
3.17 Moments en travée – Étage courant, polystyrène . . . 84
3.18 Récapitulatif global des sollicitations maximales (ELU) . . . 85
3.19 Ferraillage des poutrelles – Plancher terrasse . . . 85
3.20 Ferraillage des poutrelles – Plancher étage courant . . . 85

4.1 Paramètres de classification — RPA 2024 §3 . . . 95
4.2 Paramètres spectraux — Site S3 (Tab. 3.3) . . . 96
4.3 Périodes et facteurs de participation massique – Variante ciment . . . 99
4.4 Périodes et facteurs de participation massique – Variante brique . . . 100
4.5 Périodes et facteurs de participation massique – Variante polystyrène . . . 100
4.6 Effort tranchant à la base – méthode statique équivalente . . . 103
4.7 Effort tranchant à la base – méthode modale (valeurs de calcul) . . . 103
4.8 Déplacements inter-étages – Variante ciment . . . 104
4.9 Déplacements inter-étages – Variante brique . . . 104
4.10 Déplacements inter-étages – Variante polystyrène . . . 104
4.11 Vérification de l'effet P-Δ – Variante ciment . . . 105
4.12 Vérification de l'effet P-Δ – Variante brique . . . 105
4.13 Vérification de l'effet P-Δ – Variante polystyrène . . . 106
4.14 Vérification de l'excentricité . . . 106

5.1 Sollicitations des poutres – Ciment . . . 124
5.2 Sollicitations des poutres – Brique . . . 124
5.3 Sollicitations des poutres – Polystyrène . . . 124
5.4 Ferraillage des poutres – Variante ciment . . . 127
5.5 Ferraillage des poutres – Variante brique . . . 127

5.6 Ferraillage des poutres – Variante polystyrène 128

6.1 Tableau récapitulatif des sections de poteaux 138
6.2 Sollicitations des poteaux – Variante ciment (ELU, ELS, ACC) 139
6.3 Sollicitations des poteaux – Variante brique (ELU, ELS, ACC) 140
6.4 Sollicitations des poteaux – Variante polystyrène (ELU, ELS, ACC) 141
6.5 Choix des armatures – Variante ciment 150
6.6 Choix des armatures – Variante brique 150
6.7 Choix des armatures – Variante polystyrène 151

7.1 Sollicitations des voiles – Variante ciment 164
7.2 Sollicitations des voiles – Variante brique 164
7.3 Sollicitations des voiles – Variante polystyrène 165
7.4 Ferraillage des voiles – Variante ciment 173
7.5 Ferraillage des voiles – Variante brique 173
7.6 Ferraillage des voiles – Variante polystyrène 173

8.1 Dimensions des poutres du radier 180
8.2 Caractéristiques du sol (sable graveleux jaunâtre) 181
8.3 Vérification de la stabilité 182
8.4 Vérifications – Variante ciment 183
8.5 Vérifications – Variante brique 184
8.6 Vérifications – Variante polystyrène 185
8.7 Contrainte du sol – Ciment 187
8.8 Contrainte du sol – Brique 188
8.9 Contrainte du sol – Polystyrène 189
8.10 Ferraillage de la dalle du radier 190
8.11 Sollicitations des poutres du radier – Variante ciment 191
8.12 Sollicitations des poutres du radier – Variante brique 191
8.13 Sollicitations des poutres du radier – Variante polystyrène 191
8.14 Récapitulatif du ferraillage des poutres du radier 196

Introduction Générale

Depuis les fondements de la mécanique des structures, la conception parasismique a toujours constitué un défi majeur pour les ingénieurs civils, en particulier dans les régions à sismicité modérée à élevée comme l'Algérie. L'évolution des règles parasismiques, du RPA 99 au RPA 2024, traduit une volonté constante d'adapter les méthodes de calcul et les dispositions constructives aux avancées scientifiques et aux retours d'expérience des séismes récents. Le présent travail s'inscrit dans cette dynamique. Il a pour objet l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation de type RDC + 10 étages, implanté dans la wilaya d'Oran (zone sismique V selon RPA 2024). Une attention particulière est portée au choix du système de plancher à corps creux, dont l'influence sur le poids propre, les efforts sismiques et le dimensionnement des éléments porteurs est souvent sous-estimée.

Ainsi, une **étude paramétrique comparative** est menée sur trois variantes de hourdis : hourdis en béton (ciment), hourdis en terre cuite (brique) et hourdis en polystyrène. Pour chaque variante, on réalise une descente de charge complète, un prédimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux, planchers, voiles), une vérification des conditions de sécurité imposées par le RPA 2024 et le BAEL 91, ainsi qu'une étude des fondations (radier général). L'objectif est d'identifier la solution la plus performante sur les plans technique et économique.

Ce mémoire est structuré en huit chapitres :

— le premier chapitre présente les caractéristiques générales du projet et des matériaux ;
— le deuxième chapitre détaille le prédimensionnement des éléments structuraux ;
— le troisième chapitre expose l'étude détaillée des planchers à corps creux ;
— le quatrième chapitre présente l'étude sismique selon la méthode modale spectrale ;
— le cinquième chapitre traite du dimensionnement des poutres ;
— le sixième chapitre concerne l'étude des poteaux ;
— le septième chapitre aborde l'étude des voiles de contreventement ;
— le huitième chapitre est consacré à l'étude des fondations (radier général).

Portée et limites de l'étude : Ce travail se limite à l'analyse comparative des trois variantes de hourdis sous les aspects mécaniques et sismiques. Les aspects thermiques, acoustiques et économiques ne sont pas abordés en détail, et le comportement non linéaire sous séisme de forte intensité n'est pas étudié. Les conclusions sont donc valables dans le cadre des hypothèses et des normes considérées (BAEL 91 et RPA 2024).

1

CHAPITRE I :

Présentation générale et caractéristiques des matériaux

1.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région, de construire parasismique, c'est-à-dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA 99 (version 2003) comme règlement parasismique, mais la présente étude s'appuie également sur les évolutions récentes du RPA 2024.

1.2 Présentation du projet

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en RDC + 10 étages implanté dans la wilaya d'ORAN, composé d'un rez-de-chaussée à usage d'habitation (deux types de logements : F3 et F4) et de 10 étages courants à usage d'habitation (un seul type F4). La configuration du bâtiment présente une régularité en plan.

1.2.1 Objectif de l'étude : analyse paramétrique comparative

Le présent travail a pour objectif de réaliser une **étude paramétrique comparative** portant sur le choix du type d'hourdis pour les planchers. Trois variantes sont considérées : hourdis en béton (ciment), hourdis en terre cuite (brique) et hourdis en polystyrène. L'influence de chaque variante sur le poids propre de la structure, les efforts sismiques, le dimensionnement des éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) ainsi que sur les conditions de sécurité imposées par le RPA 2024 sera analysée. Cette approche permettra de déterminer la solution la plus performante d'un point de vue technique et économique pour le projet considéré.

1.2.2 Caractéristiques de la structure

Dimensions en élévation

— Hauteur totale du bâtiment : $H = 30,60$ m

— Hauteur du RDC : $h = 3,06$ m

— Hauteur d'étage courant : $h = 3,06$ m

Dimensions en plan

— Longueur totale : $L_{\text{long}} = 31,02$ m

— Largeur totale : $L_{\text{trans}} = 13,00$ m

1.2.3 Données du site

— Zone sismique : zone V selon RPA 2024 (correspondant à une sismicité moyenne, zone IIa dans RPA 99)

— Groupe d'usage : groupe 2 (bâtiment courant d'importance moyenne)

— Classe de site : site meuble, classe S_3 (RPA 2024)

— Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.8$ bars = $0,18$ MPa

1.3 Caractéristiques des matériaux

1.3.1 Principe du béton armé

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

— L'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

— Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsque certains adjuvants sont employés).

— Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

1.3.2 Le béton

Composition du béton

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est la suivante :

— Ciment : 350 kg de CPA 325

— Gravier : 800 litres (granulats 3/8, 8/15, 15/25 mm)

— Sable : 400 litres de sable 0/4 mm

— Eau : 175 litres d'eau de gâchage

Résistance du béton

Résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) Un béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28}, exprimée en MPa. On prévoit $f_{c28} = 25$ MPa, valeur facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

Pour $j \geq 60$ jours, on a $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Résistance à la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2) La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{(MPa)}$$

Cette formule est valable pour $f_{cj} \leq 40$ MPa. Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on a $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1$ MPa.

Contraintes limites de compression

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec $\gamma_b = 1.5$ pour les cas courants (ELU) et $\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1)

— Fissuration peu nuisible : $\tau_u = 0.2 f_{c28} = 5$ MPa

— Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = 0.15 f_{c28} = 3.75$ MPa

Module d'élasticité (C.B.A 93, A2.1.2)

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (pour charges appliquées avant 24 h) est :

$$E_i = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{(MPa)}$$

Le module différé (charges de longue durée) est :

$$E_v = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{(MPa)}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa :

$$E_i = 11000 \cdot 25^{1/3} = 11000 \cdot 2.924 = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot 25^{1/3} = 3700 \cdot 2.924 = 10819 \text{ MPa}$$

1.3.3 L'acier

Limite d'élasticité f_e

Les aciers utilisés sont :

— Pour les armatures longitudinales : acier à haute adhérence HA FeE400, $f_e = 400$ MPa.

— Pour les armatures transversales : rond lisse FeE235, $f_e = 235$ MPa.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est $E_s = 2.0 \cdot 10^5$ MPa (C.B.A 93, A2.2.2).

Contraintes limites

État limite ultime (C.B.A 93, A4.3.2)

— Situations durables et transitoires : $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$ avec $\gamma_s = 1.15$

— Situations accidentelles : $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$ avec $\gamma_s = 1.0$

État limite de service (C.B.A 93, A4.5.3)

— Fissuration peu nuisible : contrainte non limitée

— Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\dfrac{2}{3}f_e,\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

— Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\dfrac{1}{2}f_e,\ 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

où $\eta = 1$ pour les ronds lisses et $\eta = 1.6$ pour les barres HA.

1.4 Objet des justifications de calcul

Selon le CBA 93, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Ils doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier, dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

— vis-à-vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs,

— vis-à-vis d'un comportement non satisfaisant en service.

1.5 Justifications de calcul

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au-delà d'un état limite, la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est-à-dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

CHAPITRE II :

Prédimensionnement des éléments structuraux

2.1 Introduction

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règles **BAEL 91** et **RPA 2024**. Le prédimensionnement constitue une étape essentielle du processus de conception structurale, permettant d'estimer les dimensions minimales des éléments porteurs avant le calcul détaillé.

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base dans l'ordre suivant :

— Les poutres ;
— Les planchers ;
— Les poteaux ;
— Les voiles.

2.2 Descente de charge

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les charges réglementaires sont :

— Les **charges permanentes** G : poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.
— Les **charges d'exploitation** (surcharges) Q : charges qui varient fréquemment dans le temps, présentées dans le D.T.R. des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

G : Charges permanentes.
Q : Surcharges d'exploitation.

2.2.1 Charges permanentes

Plancher à corps creux

Le prédimensionnement des planchers à corps creux est régi principalement par les conditions de flèche (rigidité) et de résistance au feu.

Condition de rigidité (flèche) Selon les règles BAEL 91, pour garantir un comportement satisfaisant vis-à-vis des déformations, la hauteur totale h_t du plancher doit respecter l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

où L est la portée maximale entre nus d'appuis. Cette condition, souvent traduite par $h_t \geq L/22.5$, assure une rigidité suffisante pour limiter la flèche sous charges d'exploitation.

Application numérique Avec une portée maximale $L = 4,50$ m, on obtient :

$$\frac{4,50}{25} = 0,18 \text{ m} \leq h_t \leq \frac{4,50}{20} = 0,225 \text{ m}$$

Soit une hauteur totale comprise entre 18 et $22,5$ cm.

Choix de la hauteur du plancher En se situant dans cet intervalle et en considérant les dimensions standard du commerce, on opte pour une hauteur totale $H_t = 0,20$ m, soit **20 cm**. Ce choix correspond à un plancher de type **(16+4) cm** avec :

- $h_0 = 4$ cm : épaisseur de la table de compression (hourdis) ;
- $h_1 = 16$ cm : hauteur du corps creux.

Conditions complémentaires Outre la condition de flèche, ce type de plancher doit satisfaire :

- **Résistance au feu** : l'épaisseur totale de 20 cm confère une protection coupe-feu d'au moins 2 heures, conformément aux dispositions du BAEL 91 (article B.7.6,1).
- **Isolation acoustique** : l'épaisseur retenue participe également à une isolation phonique correcte vis-à-vis des bruits aériens et d'impact.
- **Dispositions constructives** : la dalle de compression (4 cm) est armée d'un treillis soudé (quadrillage) dont les mailles ne dépassent pas $20 \cdot 20$ cm (BAEL 91, article B.7.6,2).

Plancher Terrasse – Charges permanentes

Comparaison des trois variantes de plancher à corps creux

Table 2.1 – *Plancher terrasse – Hourdis ciment (Variante 1)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Gravillon de protection (4 cm)	0,20	0,80
Étanchéité multicouche (2 cm)	0,06	0,12
Béton en forme de pente – $H_{moy} = 13$ cm	0,22	2,86
Isolation thermique en polystyrène (4 cm)	0,10	0,40
Corps creux + dalle de compression (16+4)	–	2,75
Enduit au ciment (1,5 cm)	0,18	0,27
Total G		**7,20**

Table 2.2 – *Plancher terrasse – Hourdis brique (Variante 2)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Gravillon de protection (4 cm)	0,20	0,80
Étanchéité multicouche (2 cm)	0,06	0,12
Béton en forme de pente – $H_{moy} = 13$ cm	0,22	2,86
Isolation thermique en polystyrène (4 cm)	0,10	0,40
Corps creux + dalle de compression (16+4)	–	2,40
Enduit au ciment (1,5 cm)	0,18	0,27
Total G		**6,85**

Table 2.3 – *Plancher terrasse – Hourdis polystyrène (Variante 3)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Gravillon de protection (4 cm)	0,20	0,80
Étanchéité multicouche (2 cm)	0,06	0,12
Béton en forme de pente – $H_{moy} = 13$ cm	0,22	2,86
Isolation thermique en polystyrène (4 cm)	0,10	0,40
Corps creux + dalle de compression (16+4)	–	1,61
Faux-plafond léger en plâtre	–	0,27
Total G		**6,06**

Table 2.4 – *Récapitulatif – Plancher terrasse (3 variantes)*

Variante	**Type d'hourdis**	G **(kN/m^2)**	Q **(kN/m^2)**
Variante 1	Hourdis ciment	7,20	1,00
Variante 2	Hourdis brique	6,85	1,00
Variante 3	Hourdis polystyrène	6,06	1,00

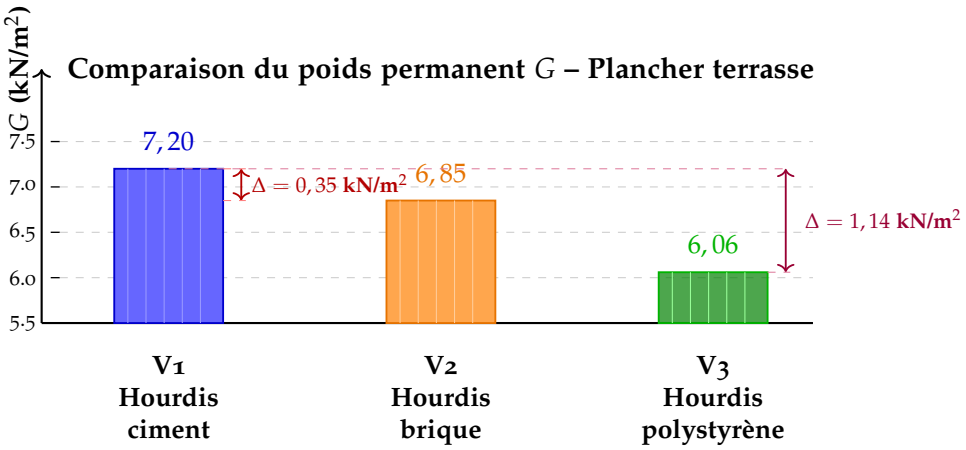


Figure 2.1 – *Comparaison du poids permanent G – Plancher terrasse*

Interprétation

L'histogramme de la figure 2.1 compare les charges permanentes G des trois variantes de plancher à corps creux pour une toiture terrasse inaccessible. La charge d'exploitation est identique pour les trois variantes ($Q = 1,00$ kN/m^2).

— **Hourdis ciment** : $G = 7,20$ kN/m^2 – valeur la plus élevée.

— **Hourdis brique** : $G = 6,85$ kN/m^2 – réduction de $0,35$ kN/m^2 soit environ 5 % par rapport au ciment.

— **Hourdis polystyrène** : $G = 6,06$ kN/m^2 – réduction de $1,14$ kN/m^2 soit environ **16** % par rapport au ciment.

L'écart entre le polystyrène et le ciment est significatif, ce qui s'explique par la très faible masse volumique du polystyrène expansé ($\rho \approx$ 15–30 kg/m^3) comparée à celle du ciment ($\rho \approx 2\,400$ kg/m^3).

Plancher Courant (Étage) – Charges permanentes

Comparaison des trois variantes de plancher à corps creux

Table 2.5 – *Plancher courant – Hourdis ciment (Variante 1)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Cloisons légères	–	0,75
Carrelage + sable + mortier de pose	–	1,04
Corps creux + dalle de compression (16+4) cm	–	2,75
Enduit au ciment (1,5 cm)	0,18	0,27
Total G		**4,81**

Table 2.6 – *Plancher courant – Hourdis brique (Variante 2)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Cloisons légères	–	0,75
Carrelage + sable + mortier de pose	–	1,04
Corps creux + dalle de compression (16+4) cm	–	2,40
Enduit au ciment (1,5 cm)	0,18	0,27
Total G		**4,46**

Table 2.7 – *Plancher courant – Hourdis polystyrène (Variante 3)*

Composants	ρ **(kN/m²/cm)**	G **(kN/m²)**
Cloisons légères	–	0,75
Carrelage + sable + mortier de pose	–	1,04
Corps creux + dalle de compression (16+4) cm	–	1,61
Faux-plafond léger en plâtre	–	0,27
Total G		**3,67**

Table 2.8 – *Récapitulatif – Plancher courant (3 variantes)*

Variante	**Type d'hourdis**	G **(kN/m²)**	Q **(kN/m²)**
Variante 1	Hourdis ciment	4,81	1,50
Variante 2	Hourdis brique	4,46	1,50
Variante 3	Hourdis polystyrène	3,67	1,50

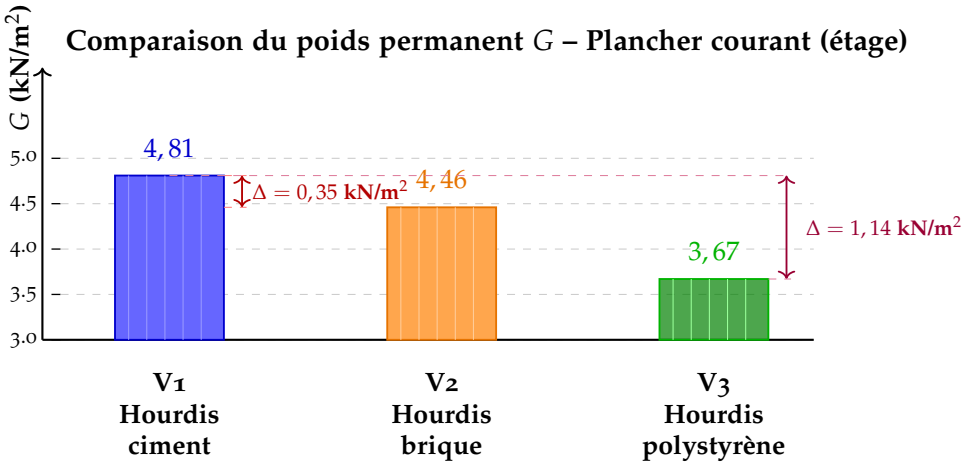


Figure 2.2 – *Comparaison du poids permanent G selon les trois variantes – Plancher courant (étage)*

Interprétation

L'histogramme de la figure 2.2 compare les charges permanentes G des trois variantes de plancher à corps creux pour un étage courant (habitation). La charge d'exploitation est identique pour les trois variantes ($Q = 1,50$ kN/m^2).

— **Hourdis ciment** : $G = 4,81$ kN/m^2 – valeur la plus élevée.

— **Hourdis brique** : $G = 4,46$ kN/m^2 – réduction de $0,35$ kN/m^2 soit environ 7 % par rapport au ciment.

— **Hourdis polystyrène** : $G = 3,67$ kN/m^2 – réduction de $1,14$ kN/m^2 soit environ **24** % par rapport au ciment.

L'écart relatif entre le polystyrène et le ciment est encore plus marqué en étage qu'en terrasse en raison de l'absence des couches d'étanchéité et de protection.

Conclusion commune

L'hourdis polystyrène est systématiquement le plus léger : réduction de 16 % en terrasse et 24 % en étage par rapport au ciment. L'hourdis brique n'offre qu'une réduction modeste (5 % à 7 %).

Conformément au RPA 2024, la réduction du poids propre diminue directement les efforts sismiques. L'hourdis polystyrène est donc le choix le plus performant pour le comportement dynamique du bâtiment ; l'hourdis brique reste un compromis acceptable.

Plancher à dalle pleine (plancher haut du sous-sol)

Table 2.9 – *Charges permanentes – Dalle pleine*

Matériaux	ρ	G **(kN/m^2)**
Carrelage + sable + mortier de pose	–	1,04
Dalle pleine en béton armé (16 cm)	25 kN/m^3	4,00
Enduit au ciment (1,5 cm)	–	0,27
Cloisons légères	–	0,75
Total G		**6,06**

2.2.2 Surcharges d'exploitation

Le bâtiment est à usage d'habitation courant (DTR BC 2.2), ce qui implique :

— **Terrasse non accessible** : $Q = 1{,}00$ kN/m^2

— **Étage courant** : $Q = 1{,}50$ kN/m^2

2.3 Prédimensionnement des éléments structuraux

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape a pour but le précalcul des sections des différents éléments afin d'arriver à déterminer une épaisseur économique et d'éviter un surplus d'acier et de béton.

2.3.1 Prédimensionnement des poutres

Si L est la longueur de la poutre, la hauteur doit respecter la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Selon le **RPA 2024** (art. 7.5.1), les dimensions des poutres doivent satisfaire :

— $b \geq 20$ cm (zones I, II, III) ; $b \geq 25$ cm (zones IV, V, VI)

— $h \geq 30$ cm

— $h/b \leq 4$

— $b_{\max} \leq 1{,}5\,h + b_1$

Avec :

— b : la largeur de la poutre ;

— h : la hauteur de la poutre ;

— b_1 : la largeur du poteau ;

— $b_{\max}$: la largeur maximale de la poutre.

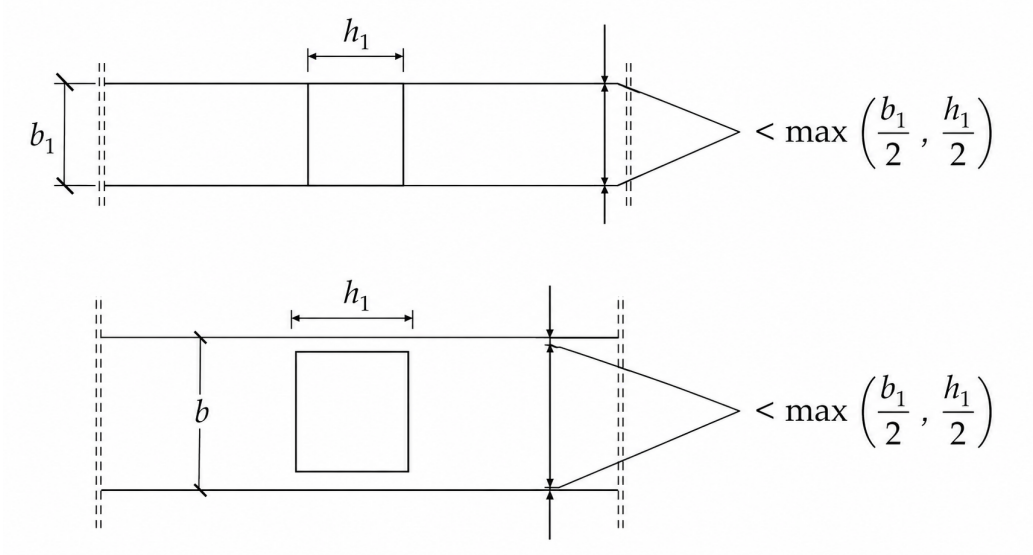


Figure 2.3 – *Dimensions à respecter par les poutres (RPA 2024)*

Poutres principales

La portée maximale est $L_{\max} = 4{,}90$ m. La condition de flèche donne :

$$\frac{490}{15} \approx 32{,}7 \text{ cm} \;\leq\; h \;\leq\; \frac{490}{10} = 49{,}0 \text{ cm}$$

On retient $h = 40$ cm et $b = 30$ cm.

Vérifications RPA 2024 (zone V) :

— $b = 30$ cm ≥ 25 cm (zone V) Condition vérifiée ✓

— $h = 40$ cm ≥ 30 cm Condition vérifiée ✓

— $h/b = 40/30 = 1{,}33 \leq 4$ Condition vérifiée ✓

Section retenue pour les poutres principales : $30 \cdot 40$ **cm**^{2}

Poutres secondaires

Par un raisonnement analogue, on retient $h = 35$ cm et $b = 30$ cm.

Vérifications RPA 2024 (zone V) :

— $b = 30$ cm ≥ 25 cm (zone V) Condition vérifiée ✓

— $h = 35$ cm ≥ 30 cm Condition vérifiée ✓

— $h/b = 35/30 = 1{,}17 \leq 4$ Condition vérifiée ✓

Section retenue pour les poutres secondaires : $30 \cdot 35$ **cm**^{2}

2.3.2 Prédimensionnement des planchers

On utilise deux types de planchers :

— Planchers à corps creux ;

— Planchers à dalle pleine.

Plancher à corps creux

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu), qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

Pour la détermination de l'épaisseur, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$h_t \ \geq \ \frac{L}{22{,}5}$$

avec :

— $h_t = h$: hauteur (épaisseur) totale du plancher ;

— h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;

— h_1 : épaisseur du corps creux ;

— L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

Avec $L_{\max} = 4{,}50$ m :

$$h_t \ \geq \ \frac{450}{22{,}5} = 20 \text{ cm}$$

On retient $h_0 = 4$ cm (table de compression) et $h_1 = 16$ cm (corps creux).

Plancher retenu : $(16 + 4)$ **cm**

Plancher à dalle pleine

À cause de l'accumulation des efforts horizontaux dus au séisme du sommet vers la base et pour préserver le principe du plancher infiniment rigide horizontalement, on a jugé bon

d'utiliser un plancher à dalle pleine pour le premier niveau, pour lequel on doit vérifier les conditions suivantes.

Condition de résistance à la flexion Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$\text{Si } \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0{,}4 \implies \text{la dalle porte suivant } \textbf{une} \text{ direction} \quad \Rightarrow \quad h_d \geq \frac{L_x}{20}$$

$$\text{Si } 0{,}4 < \rho < 1 \implies \text{la dalle porte suivant } \textbf{deux} \text{ directions} \quad \Rightarrow \quad h_d \geq \frac{L_x}{50}$$

avec :

— L_x : la plus petite portée du panneau de dalle ;

— L_y : la plus grande portée du panneau de dalle.

Dans notre cas : $L_x = 2{,}90$ m et $L_y = 4{,}90$ m, d'où :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}90}{4{,}90} \approx 0{,}59$$

Comme $0{,}4 < \rho = 0{,}59 < 1$, la dalle porte dans les **deux directions**.

La hauteur minimale est :

$$h_d \geq \frac{L_x}{50} = \frac{290}{50} = 5{,}8 \text{ cm} \implies h_d = 7 \text{ cm (arrondi)}$$

Table 2.10 – *Épaisseur minimale selon la résistance au feu*

Critère	h_d **minimale (cm)**
Coupe-feu 1 h	7
Coupe-feu 2 h	11
Coupe-feu 4 h	17,5

Résistance au feu

Condition d'isolation acoustique

— Contre les bruits aériens : $2500\, h_d \geq 350$ kg/m^2 $\implies$ $h_d \geq 14$ cm.

— Contre les bruits d'impact : $2500\, h_d \geq 400$ kg/m^2 $\implies$ $h_d \geq 16$ cm.

Conclusion sur l'épaisseur de la dalle pleine Compte tenu de l'importance de l'ouvrage et de sa localisation, le temps d'intervention des secours en cas d'incendie est estimé à deux heures ou moins. D'après le tableau 2.10, une épaisseur minimale de **11 cm** suffirait pour satisfaire la condition de coupe-feu 2 h.

Cependant, les exigences d'isolation acoustique (bruits aériens et bruits d'impact) imposent une épaisseur minimale de **16 cm**. Par ailleurs, une dalle plus épaisse améliore la rigidité du diaphragme horizontal, ce qui est favorable pour la reprise des efforts sismiques.

En conséquence, nous retenons une épaisseur de **16 cm** pour la dalle pleine du premier niveau.

Épaisseur retenue : $h_d = 16$ **cm**

2.3.3 Prédimensionnement des poteaux

Pour le prédimensionnement, on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre une section réduite en laissant 1 cm de chaque côté (ségrégation du béton), puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans la structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Méthode de calcul

D'après l'article B.8.4.1 du **CBA 93**, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit vérifier :

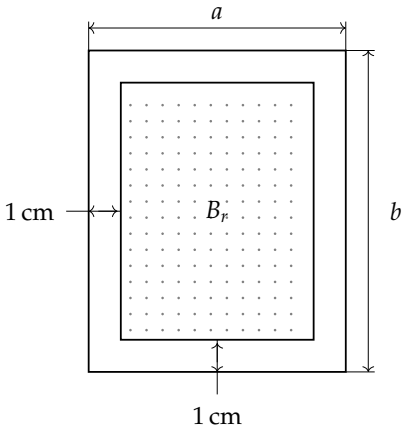


Figure 2.4 – *Section réduite du béton*

$$N_u \leq \alpha \frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\,\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s}$$

avec :

— $B_r = (a-2)(b-2)$ cm^2 : section réduite du poteau rectangulaire ;

— $A = 0{,}01\, B_r$: section d'armatures longitudinales ;

— $\gamma_b = 1{,}5$: coefficient de sécurité du béton (art. A 4.3.4.1 BAEL 91) ;

— $\gamma_s = 1{,}15$: coefficient de sécurité de l'acier (art. A 4.3.2 BAEL 91) ;

— $f_e = 400$ MPa : nuance de l'acier (limite élastique) ;

— $f_{c28} = 25$ MPa.

L'élancement est limité à $\lambda = L_f/i \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance ; on prend $\lambda = 35$, d'où :

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2}$$

Les charges étant appliquées après 90 jours, on prend $\alpha = 1$ (art. B 8.4.1 CBA 93).

Majoration de l'effort normal

D'après le CBA 93 (art. B 8.1.1), l'effort normal résistant ultime N_u doit être majoré de :

— $+15\,\%$ pour les poteaux centraux ;

— $+10\,\%$ pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Comme le nombre d'étages est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation est effectuée à l'aide de la loi de dégression (DTR BC 2.2). La surcharge cumulée P_n sur les éléments porteurs du niveau n est donnée par :

$$P_0 = Q_0, \quad P_1 = Q_0 + Q_1, \quad P_2 = Q_0 + 0{,}95\,(Q_1 + Q_2),$$

$$P_3 = Q_0 + 0{,}90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3), \quad P_4 = Q_0 + 0{,}85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4), \quad \ldots$$

où Q_0 désigne la surcharge de la terrasse et Q_i celle de l'étage courant i.

Application numérique – Variante hourdis ciment Le bâtiment comporte 10 étages courants et une terrasse. Les charges surfaciques caractéristiques retenues sont :

$$G_{\text{terrasse}} = 7{,}20 \text{ kN/m}^2, \qquad Q_{\text{terrasse}} = 1{,}00 \text{ kN/m}^2,$$

$$G_{\text{étage courant}} = 4{,}81 \text{ kN/m}^2, \quad Q_{\text{étage courant}} = 1{,}50 \text{ kN/m}^2.$$

Charges permanentes cumulées. Les charges permanentes ne font l'objet d'aucune dégression ; elles s'additionnent intégralement de haut en bas :

$$G_n = G_{\text{terrasse}} + n \cdot G_{\text{étage courant}}.$$

Pour le poteau du 9e étage ($n = 2$ niveaux au-dessus, soit terrasse + 10e + 9e) :

$$G_2 = 7{,}20 + 2 \cdot 4{,}81 = 7{,}20 + 9{,}62 = 16{,}82 \text{ kN/m}^2.$$

Surcharges d'exploitation après dégression. En appliquant la formule $P_2 = Q_0 + 0{,}95\,(Q_1 + Q_2)$:

$$Q_2 = 1{,}00 + 0{,}95 \cdot (1{,}50 + 1{,}50) = 1{,}00 + 0{,}95 \cdot 3{,}00 = 1{,}00 + 2{,}85 = 3{,}85 \text{ kN/m}^2.$$

On retrouve ainsi les valeurs $G = 16{,}82$ kN/m^2 et $Q = 3{,}85$ kN/m^2 utilisées dans la descente de charges du 9e étage.

Table 2.11 – *Descente de charges – Comparaison des variantes (charges surfaciques en kN/m^2)*

Niveau	G **Ciment**	G **Brique**	G **Polys**	**Formule de dégression**	Q **(kN/m^2)**
Terrasse	7,20	6,85	6,06	$P_0 = Q_0$	1,00
10e étage	12,01	11,31	9,73	$P_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
09e étage	16,82	15,77	13,40	$P_2 = Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$	3,85
08e étage	21,63	20,23	17,07	$P_3 = Q_0 + 0{,}90(Q_1 + \cdots + Q_3)$	5,05
07e étage	26,44	24,69	20,74	$P_4 = Q_0 + 0{,}85(Q_1 + \cdots + Q_4)$	6,10
06e étage	31,25	29,15	24,41	$P_5 = Q_0 + 0{,}80(Q_1 + \cdots + Q_5)$	7,00
05e étage	36,06	33,61	28,08	$P_6 = Q_0 + 0{,}75(Q_1 + \cdots + Q_6)$	7,75
04e étage	40,81	38,07	31,75	$P_7 = Q_0 + 0{,}70(Q_1 + \cdots + Q_7)$	8,35
03e étage	45,68	42,53	35,42	$P_8 = Q_0 + 0{,}69(Q_1 + \cdots + Q_8)$	9,28
02e étage	50,49	46,99	39,09	$P_9 = Q_0 + 0{,}67(Q_1 + \cdots + Q_9)$	10,05
01e étage	56,55	53,05	45,15	$P_{10} = Q_0 + 0{,}65(Q_1 + \cdots + Q_{10})$	10,75

Surface afférente

La surface afférente du poteau le plus sollicité est :

$$S_{\text{aff}} = L_{\text{aff-pp}} \cdot L_{\text{aff-ps}} = 4{,}40 \cdot 4{,}10 = 18{,}04 \text{ m}^2$$

avec :

— $L_{\text{aff-pp}} = 4{,}40$ m : longueur afférente de la poutre principale ;

— $L_{\text{aff-ps}} = 4{,}10$ m : longueur afférente de la poutre secondaire.

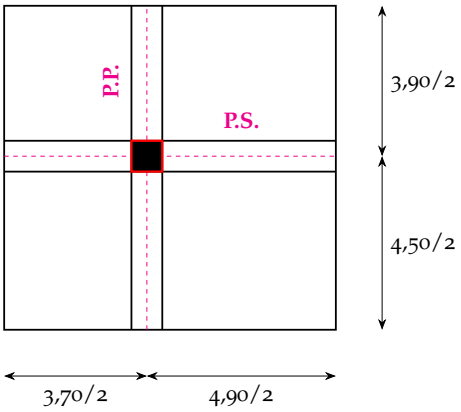


Figure 2.5 – *Surface afférente d'un poteau – demi-portées (P.P. et P.S.)*

Exemple de calcul – Poteau du 2e étage

Variante hourdis ciment

$$\begin{aligned} N_{\text{plancher}} &= (1{,}35\,G + 1{,}5\,Q) \cdot S_{\text{aff}} \\ &= (1{,}35 \cdot 16{,}82 + 1{,}5 \cdot 3{,}83) \cdot 18{,}04 = 513{,}82 \text{ kN} \end{aligned} \tag{2.1}$$

$$N_{pp} = 1{,}35 \cdot 25 \cdot 0{,}40 \cdot 0{,}30 \cdot 4{,}40 \cdot 3 = 53{,}46 \text{ kN} \tag{2.2}$$

$$N_{ps} = 1{,}35 \cdot 25 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}30 \cdot 4{,}10 \cdot 3 = 43{,}59 \text{ kN} \tag{2.3}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 610{,}87 \text{ kN} \tag{2.4}$$

$$N_u = 1{,}15 \cdot P_u = 1{,}15 \cdot 610{,}87 = 702{,}50 \text{ kN} \tag{2.5}$$

La section réduite requise :

$$B_r = 0{,}0077 \cdot N_u = 0{,}0077 \cdot 7025 = 54{,}09 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad (a-2)(b-2) = 54{,}09 \text{ cm}^2$$

On adopte $a = 30$ cm, $b = 55$ cm.

Variante hourdis brique

$$N_{\text{plancher}} = (1{,}35 \cdot 15{,}77 + 1{,}5 \cdot 3{,}83) \cdot 18{,}04 = 488{,}24 \text{ kN}$$
$$P_u = 488{,}24 + 53{,}46 + 43{,}59 = 585{,}29 \text{ kN}$$
$$N_u = 1{,}15 \cdot 585{,}29 = 673{,}08 \text{ kN}$$
$$B_r = 0{,}0077 \cdot 6730{,}8 = 51{,}83 \text{ cm}^2$$

On adopte $a = 30$ cm, $b = 55$ cm.

Variante hourdis polystyrène

$$N_{\text{plancher}} = (1{,}35 \cdot 13{,}40 + 1{,}5 \cdot 3{,}83) \cdot 18{,}04 = 430{,}52 \text{ kN}$$
$$P_u = 430{,}52 + 53{,}46 + 43{,}59 = 527{,}57 \text{ kN}$$
$$N_u = 1{,}15 \cdot 527{,}57 = 606{,}71 \text{ kN}$$
$$B_r = 0{,}0077 \cdot 6067{,}1 = 46{,}72 \text{ cm}^2$$

On adopte $a = 30$ cm, $b = 55$ cm.

Les trois variantes aboutissent à la même section.

Section retenue pour les poteaux : $30 \cdot 55$ **cm**^{2}

Vérifications RPA 2024

Selon le RPA 2024, pour les poteaux rectangulaires (nous sommes en zone V), les dimensions doivent satisfaire :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{(zones IV, V et VI)} \\ \min(b_1, h_1) \geq \dfrac{l_{cl}}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Avec :

— $b_1 = 30$ cm, $h_1 = 55$ cm, $l_{cl} = 306$ cm.

Vérifications :

— $\min(30, 55) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée ✓

— $\min(30, 55) = 30 \text{ cm} \geq \dfrac{306}{20} = 15{,}3 \text{ cm}$ Condition vérifiée ✓

— $\dfrac{1}{4} = 0,25 < \dfrac{b_1}{h_1} = \dfrac{30}{55} \approx 0,545 < 4$ Condition vérifiée ✓

Critère de flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \cdot h_e}{\sqrt{I/A}} \leq 35$$

Avec $h_e = 306$ cm, $b = 30$ cm, $h = 55$ cm :

$$L_f = 0{,}7 \cdot 306 = 214,2 \text{ cm}$$
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 55^3}{12} = \frac{30 \cdot 166375}{12} = 415937,5 \text{ cm}^4$$
$$A = b \cdot h = 30 \cdot 55 = 1650 \text{ cm}^2$$
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{415937,5}{1650}} = \sqrt{252,08} \approx 15,88 \text{ cm}$$
$$\lambda = \frac{214,2}{15,88} \approx 13,49 \ \leq 35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

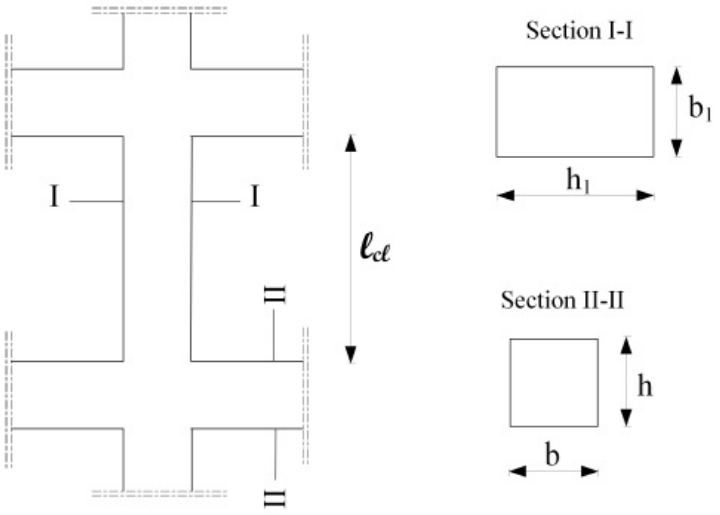


Figure 2.6 – *Coffrage des poteaux*

Descente de charge – Variante hourdis ciment

Table 2.12 – *Descente de charge – Hourdis ciment (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN)*

Niveau	G	Q	Saff	N_plancher	N_pp	N_ps	Pu	Nu	Br	a	b	Cond. RPA	Vérif. flambement
10e	7,25	1,0	18,04	20362,65	2004,75	1452,93	27393,38	31502,39	242,56	40	40	vérifiée	18,54<35
9e	12,11	2,5	18,04	36257,69	5009,50	2905,87	50799,02	58418,87	449,82	40	50	vérifiée	18,54<35
8e	16,97	3,85	18,04	51746,47	6014,25	4358,81	71437,46	82153,08	632,58	40	50	vérifiée	18,54<35
7e	21,83	5,05	18,04	66830,08	8019,00	5811,75	92759,95	106673,94	821,38	40	60	vérifiée	18,54<35
6e	26,69	6,01	18,04	81263,38	10023,75	7264,68	113334,58	130334,77	1003,57	40	70	vérifiée	18,54<35
5e	31,55	7,00	18,04	95778,87	12028,50	8717,58	134003,69	154104,24	1186,60	40	70	vérifiée	18,54<35
4e	36,41	7,75	18,04	109644,41	14033,25	10170,51	153925,39	177014,20	1363,01	40	80	vérifiée	18,54<35
3e	41,50	8,35	18,04	123664,20	16038,00	11623,44	174024,48	200128,15	1540,99	40	80	vérifiée	18,54<35
2e	46,13	9,28	18,04	137456,68	18042,75	13076,37	193862,17	222941,50	1716,65	40	90	vérifiée	18,54<35
1er	50,99	10,05	18,04	151376,34	20047,50	14529,30	213846,11	245923,03	1893,61	40	90	vérifiée	18,54<35
RDC	57,05	10,75	18,04	168029,07	22052,25	15982,23	236973,08	272519,04	2098,40	40	100	vérifiée	18,54<35

Descente de charge – Variante hourdis brique

Table 2.13 – *Descente de charge – Hourdis brique (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN)*

Niveau	G	Q	Saff	N_plancher	N_pp	N_ps	Pu	Nu	Br	a	b	Cond. RPA	Vérif. flambement
10e	6,85	1,0	18,04	19536,00	2004,75	1452,93	25824,75	29698,46	228,67	40	40	vérifiée	18,54<35
9e	11,31	2,5	18,04	34407,00	5009,50	2905,87	48948,37	56290,63	433,43	40	50	vérifiée	18,54<35
8e	15,77	3,85	18,04	49320,00	6014,25	4358,81	69010,81	79362,43	611,09	40	50	vérifiée	18,54<35
7e	20,23	5,05	18,04	64233,00	8019,00	5811,75	89555,25	102988,54	793,01	40	60	vérifiée	18,54<35
6e	24,69	6,01	18,04	79146,00	10023,75	7264,68	110617,43	127210,04	979,52	40	70	vérifiée	18,54<35
5e	29,15	7,00	18,04	94059,00	12028,50	8717,58	131286,58	150979,57	1162,54	40	70	vérifiée	18,54<35
4e	33,61	7,75	18,04	108972,00	14033,25	10170,51	151268,76	173959,07	1339,48	40	80	vérifiée	18,54<35
3e	38,07	8,35	18,04	123885,00	16038,00	11623,44	171369,44	197074,86	1517,47	40	80	vérifiée	18,54<35
2e	42,53	9,28	18,04	138798,00	18042,75	13076,37	191209,12	219890,49	1693,15	40	90	vérifiée	18,54<35
1er	46,99	10,05	18,04	153711,00	20047,50	14529,30	211091,80	242755,57	1869,21	40	90	vérifiée	18,54<35
RDC	52,05	10,75	18,04	168624,00	22052,25	15982,23	230975,48	265621,80	2045,28	40	100	vérifiée	18,54<35

Descente de charge – Variante hourdis polystyrène

Table 2.14 – *Descente de charge – Hourdis polystyrène (surfaces en m², charges en daN, efforts en daN)*

Niveau	G	Q	Saff	N_plancher	N_pp	N_ps	Pu	Nu	Br	a	b	Cond. RPA	Vérif. flambement
10e	6,06	1,0	18,04	17615,00	2004,75	1452,93	23477,75	26999,41	207,89	40	40	vérifiée	18,54<35
9e	9,73	2,5	18,04	30582,00	5009,50	2905,87	45123,37	51891,88	399,56	40	50	vérifiée	18,54<35
8e	13,40	3,85	18,04	44018,00	6014,25	4358,81	63708,81	73265,13	564,14	40	50	vérifiée	18,54<35
7e	17,07	5,05	18,04	57454,00	8019,00	5811,75	82776,25	95192,69	733,00	40	60	vérifiée	18,54<35
6e	20,74	6,01	18,04	70890,00	10023,75	7264,68	102219,43	117552,34	905,15	40	70	vérifiée	18,54<35
5e	24,41	7,00	18,04	84326,00	12028,50	8717,58	121888,58	140171,87	1079,32	40	70	vérifiée	18,54<35
4e	28,08	7,75	18,04	97762,00	14033,25	10170,51	142045,51	163352,34	1257,81	40	80	vérifiée	18,54<35
3e	31,75	8,35	18,04	111198,00	16038,00	11623,44	162144,44	186466,11	1435,79	40	80	vérifiée	18,54<35
2e	35,42	9,28	18,04	124634,00	18042,75	13076,37	181045,12	208201,89	1603,15	40	90	vérifiée	18,54<35
1er	39,09	10,05	18,04	138070,00	20047,50	14529,30	199949,80	229942,27	1770,55	40	90	vérifiée	18,54<35
RDC	45,15	10,75	18,04	151506,00	22052,25	15982,23	218835,48	251660,80	1937,78	40	100	vérifiée	18,54<35

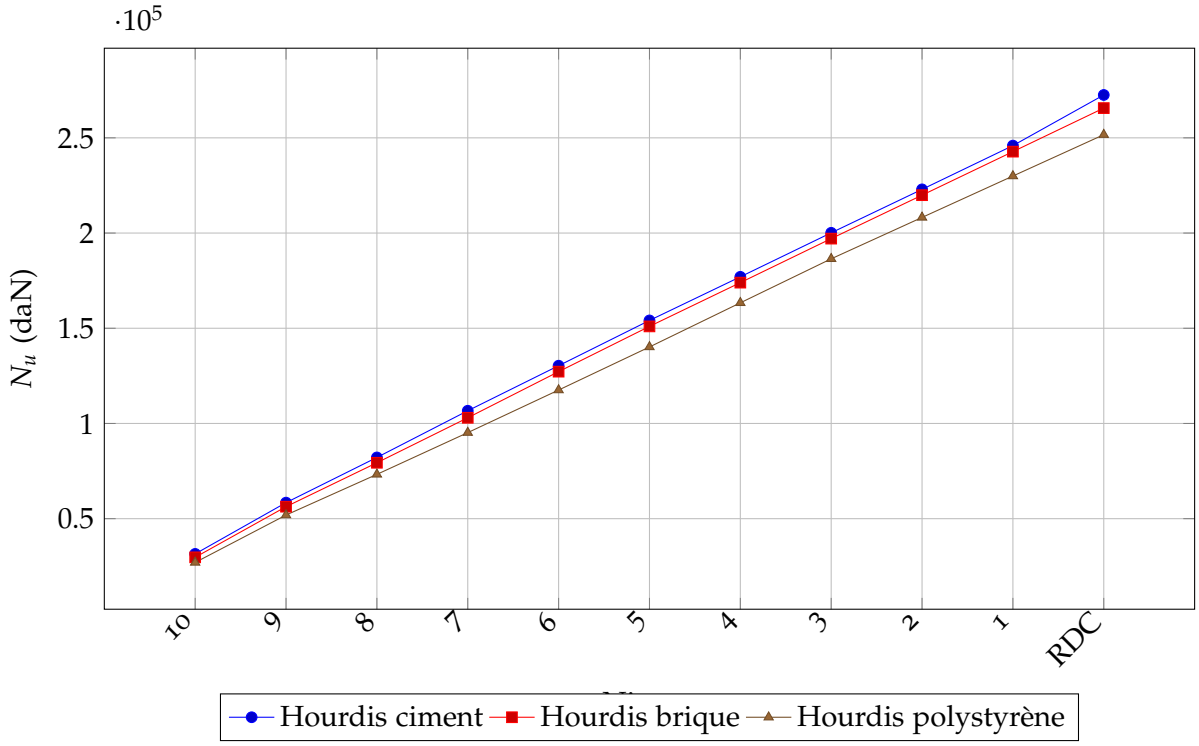


Figure 2.7 – *Comparaison des efforts normaux ultimes N_u (en daN) pour les trois variantes*

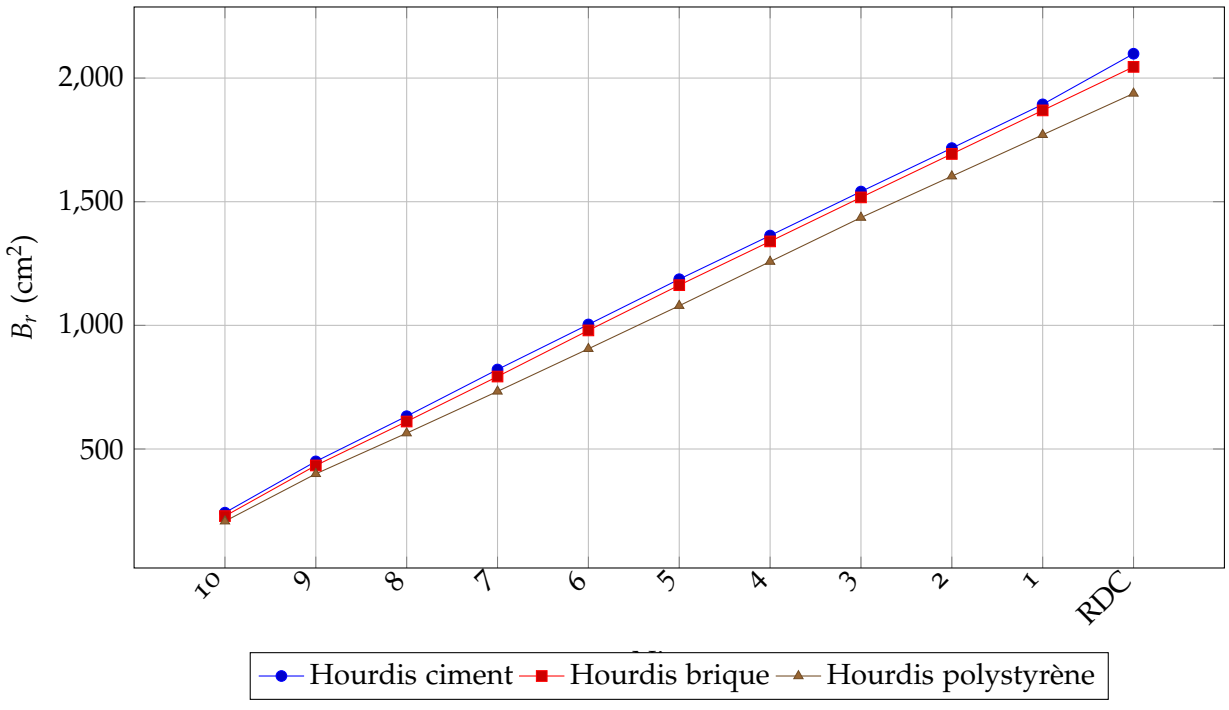


Figure 2.8 – *Comparaison des sections réduites B_r (en cm²) pour les trois variantes*

Interprétation du graphe des efforts normaux ultimes N_u

La Figure 2.7 montre que les efforts normaux ultimes augmentent progressivement du dernier étage vers le rez-de-chaussée en raison de l'accumulation des charges verticales. Pour tous les niveaux, la variante à hourdis ciment présente les valeurs les plus élevées, suivie de la variante à hourdis brique puis de la variante à hourdis polystyrène.

Par rapport à la variante à hourdis ciment, l'utilisation de l'hourdis brique permet une réduction moyenne d'environ **2,5 %** des efforts normaux ultimes, tandis que l'hourdis polystyrène conduit à une réduction moyenne d'environ **7,6 %**, grâce à son poids propre plus faible.

Interprétation du graphe des sections réduites B_r

La Figure 2.8 présente l'évolution des sections réduites de béton B_r nécessaires au dimensionnement des poteaux. Les courbes suivent la même tendance que les efforts normaux ultimes, confirmant que les besoins en section sont directement liés aux charges transmises aux éléments porteurs.

Par rapport à la variante à hourdis ciment, la variante à hourdis brique permet une diminution moyenne d'environ **2,5 %** des sections réduites requises, alors que la variante à hourdis polystyrène entraîne une réduction moyenne d'environ **7,6 %**.

Conclusion générale

L'étude comparative met en évidence l'influence du type d'hourdis sur les charges verticales et sur le dimensionnement des poteaux. La variante à hourdis brique permet une réduction moyenne d'environ **2,5 %**, tandis que la variante à hourdis polystyrène offre une réduction d'environ **7,6 %** des efforts normaux ultimes et des sections réduites de béton par rapport à la variante à hourdis ciment.

Toutefois, malgré ces différences, les dimensions finales des poteaux restent souvent identiques ou très proches. En effet, les exigences réglementaires du RPA relatives aux dimensions minimales et aux dispositions parasismiques conduisent généralement à retenir des sections normalisées similaires. Ainsi, bien que les calculs montrent des écarts pouvant atteindre près de **8 %**, les dimensions finales des poteaux tendent à converger vers des valeurs voisines conformément aux prescriptions du RPA.

2.3.4 Prédimensionnement des voiles

Voiles de contreventement

Le prédimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA 2024**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux induits par la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce prédimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 du **RPA 2024**, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L > 4\,a$, avec :

— L : longueur du voile ;

— a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

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

Application numérique :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15{,}3 \text{ cm}$$

Épaisseur retenue pour les voiles de contreventement : $a = 20$ **cm**

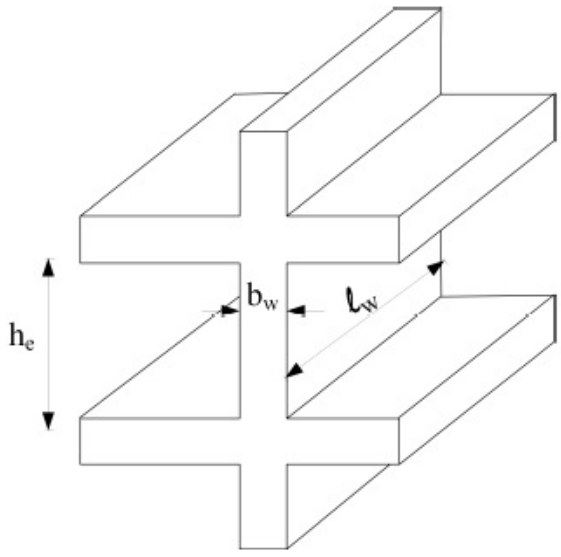


Figure 2.9 – *Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres*

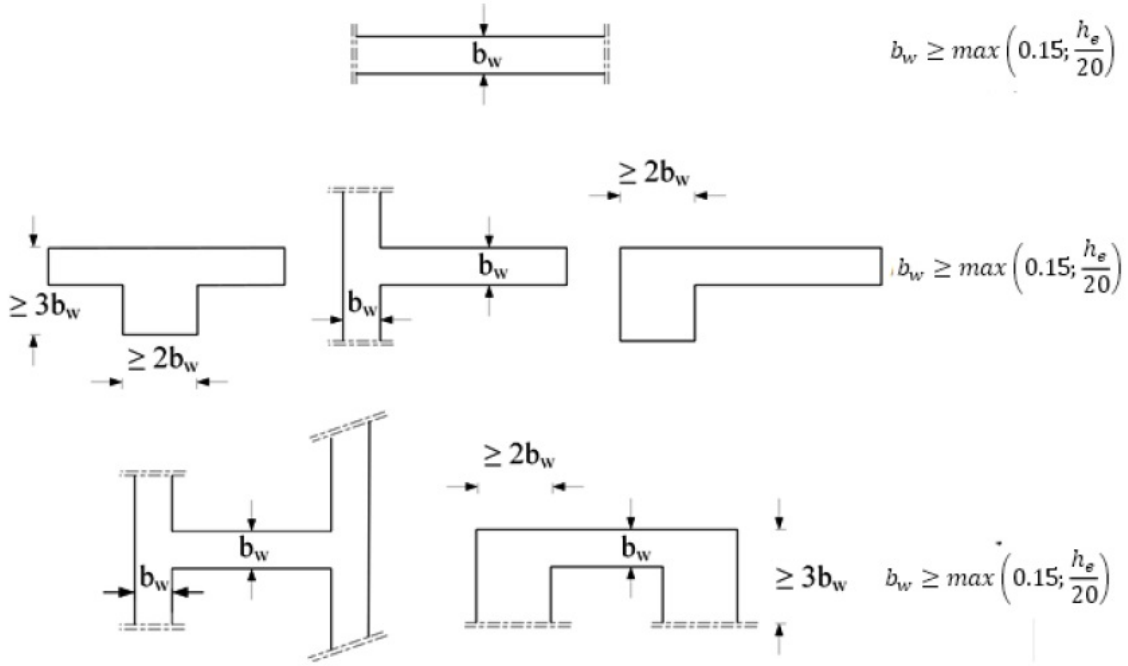


Figure 2.10 – *Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations*

Voile d'ascenseur

Attention : Selon l'article 7.7.1 du RPA 2024, tout élément participant au contreventement doit avoir une épaisseur au moins égale à max(15 cm, $h_e/20$). La cage d'ascenseur participe généralement à la rigidité latérale de la structure. Par conséquent, l'épaisseur de 10 cm initialement envisagée n'est pas conforme. Nous retenons donc une épaisseur de **15 cm** (valeur minimale réglementaire). Une épaisseur de 20 cm serait également acceptable.

Épaisseur retenue pour le voile d'ascenseur : $a = 15$ **cm**

Voiles périphériques

Les voiles périphériques sont des éléments d'infrastructure, continus entre le niveau de la structure et le niveau de fondation. Conformément à l'article 10.1.2 du RPA 2024, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

Épaisseur retenue pour les voiles périphériques : $a = 15$ **cm**

2.4 Récapitulatif du prédimensionnement

Table 2.15 – *Récapitulatif général du prédimensionnement*

Élément structural	**Section / Épaisseur**	**Norme**
Poutre principale	$30 \cdot 40$ cm^2	BAEL 91 / RPA 2024
Poutre secondaire	$30 \cdot 35$ cm^2	BAEL 91 / RPA 2024
Plancher corps creux	$(16 + 4)$ cm	BAEL 91
Plancher dalle pleine	16 cm	BAEL 91
Poteau	$\geq 40 \cdot 40$ cm^2	CBA 93 / RPA 2024
Voile de contreventement	$e = 20$ cm	RPA 2024
Voile d'ascenseur	$e = 15$ cm	RPA 2024
Voile périphérique	$e = 15$ cm	RPA 2024

3

CHAPITRE III :

Étude des planchers

3.1 Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous-sol)

Dans un site sismique, pour un bâtiment à étages multiples, on utilise dans les étages courants un plancher à corps creux. Pour les niveaux inférieurs, on utilise un plancher à dalle pleine en raison de la concentration des efforts sismiques du haut vers le bas.

Pour le calcul des dalles, on distingue deux cas :

— **Dalle portant dans un seul sens** : $h_0 = \left(\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25}\right) L_x$

— **Dalle portant suivant les deux directions** : $h_0 = \left(\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{40}\right) L_x$

3.1.1 Conditions de portée

Une dalle porte dans un seul sens lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

— Le rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

— La charge est uniformément répartie.

Les moments fléchissants sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension L_x. Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur $b = 1$ m, de hauteur h_0 et de portée L_x. Les armatures calculées sont parallèles à L_x (A_x) ; suivant le sens de L_y, on place des armatures de répartition (A_y).

Une dalle porte suivant les deux sens si :

— $0,4 \leq \rho \leq 1$ et la dalle est uniformément chargée,

— ou la dalle est soumise à une charge concentrée quel que soit ρ.

3.1.2 Méthode de calcul

Calcul de la dalle pleine

Les dalles sont calculées panneau par panneau. En général, les panneaux de dalle sont appuyés sur 4, 3 ou 2 appuis.

Calcul de l'enrobage

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (BAEL 91) :

$$\phi_{\max} = \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 16 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{\max} = 16 \text{ mm}.$$

On prendra $\phi \leq 16$ mm.

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

— pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2$ cm ;

— pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1$ cm.

Notre dalle n'étant pas exposée aux intempéries (fissuration peu nuisible), on place l'ensemble des armatures de la nappe inférieure à $a = 1$ cm.

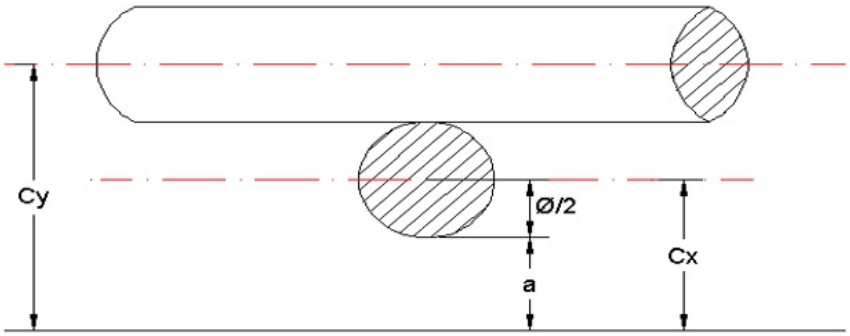


Figure 3.1 – *Enrobage*

Hauteurs utiles

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}, \qquad d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}.$$

3.1.3 Combinaisons fondamentales

D'après la descente des charges (chapitre II) :

$$G = 606 \text{ daN/m}^2, \quad P = 150 \text{ daN/m}^2.$$

État limite ultime (ELU)

$$q_u = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 606 + 1,5 \cdot 150 = 1043,10 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 1043,10 \text{ daN/ml}.$$

État limite de service (ELS)

$$q_s = G + P = 606 + 150 = 756 \text{ daN/m}^2,$$

soit $q_s = 756$ daN/ml pour une bande de 1 m.

3.1.4 Calcul des sollicitations

Les moments fléchissants développés au centre d'un panneau rectangulaire, uniformément chargé et simplement appuyé sur son contour, s'expriment par :

$$M_x = \mu_x \, q \, L_x^2, \qquad M_y = \mu_y \, M_x.$$

Avec μ_x et μ_y donnés en fonction de $\rho = L_x / L_y$ (tableaux de Pigeaud). Les coefficients μ_x^U, μ_y^U (ELU, béton fissuré, $\nu = 0$) et μ_x^S, μ_y^S (ELS, béton non fissuré, $\nu = 0,2$) sont obtenus par des tables.

3.1.5 Mode d'encastrement

Les moments issus de la méthode de Pigeaud sont corrigés par des coefficients dépendant de la continuité ou de l'encastrement partiel des appuis. Trois configurations sont distinguées.

Panneau continu au-delà de ses appuis

Pour un panneau intérieur, continu sur ses quatre côtés, les moments sont comme suit :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,75 \, M_x$; $M_{ty} = 0,75 \, M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5 \, M_x$; $M_{ay} = -0,5 \, M_y$.

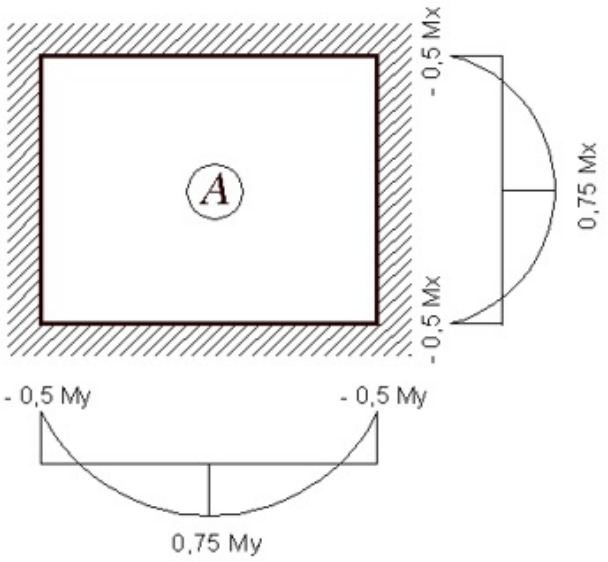


Figure 3.2 – *Panneau continu*

Panneau de rive dont au moins un appui assure un encastrement partiel

Lorsqu'un panneau de rive bénéficie d'un encastrement partiel sur un ou plusieurs de ses bords, on applique les coefficients suivants (deux cas particuliers sont illustrés ci-dessous).

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$; $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$; $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$; $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

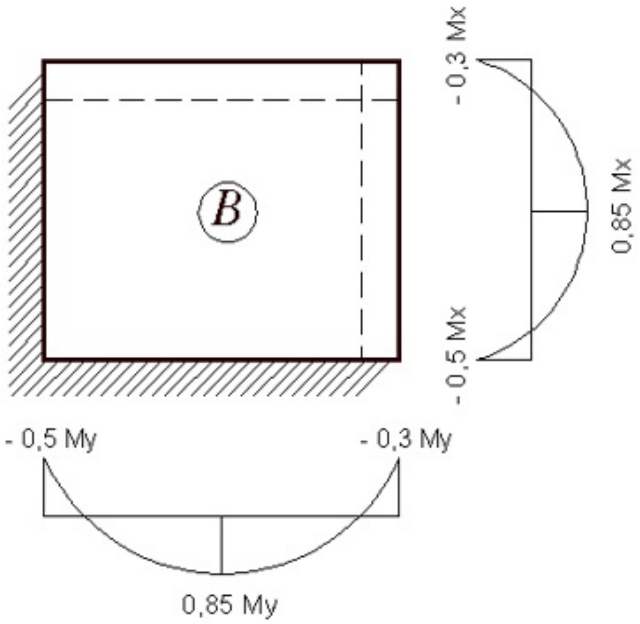


Figure 3.3 – *Panneau de rive (deux appuis partiellement encastrés)*

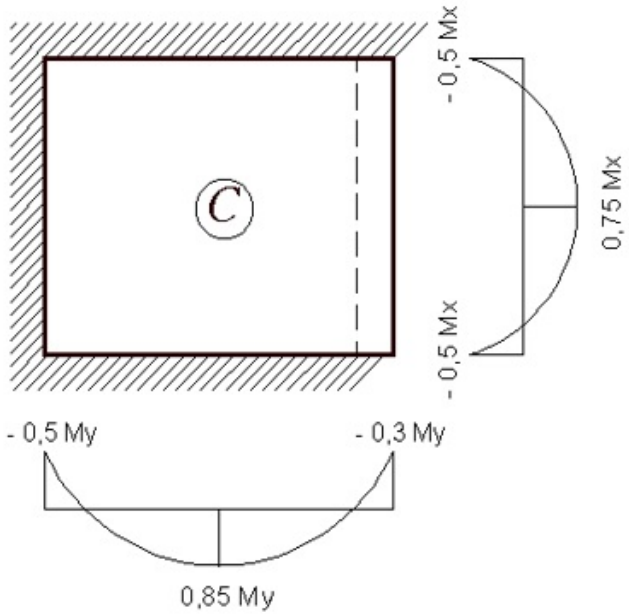


Figure 3.4 – *Panneau de rive (trois appuis partiellement encastrés)*

Dans notre dalle, on distingue les 25 types de panneaux, comme représenté sur la figure 3.13 illustrant la répartition des panneaux de la dalle pleine du plancher.

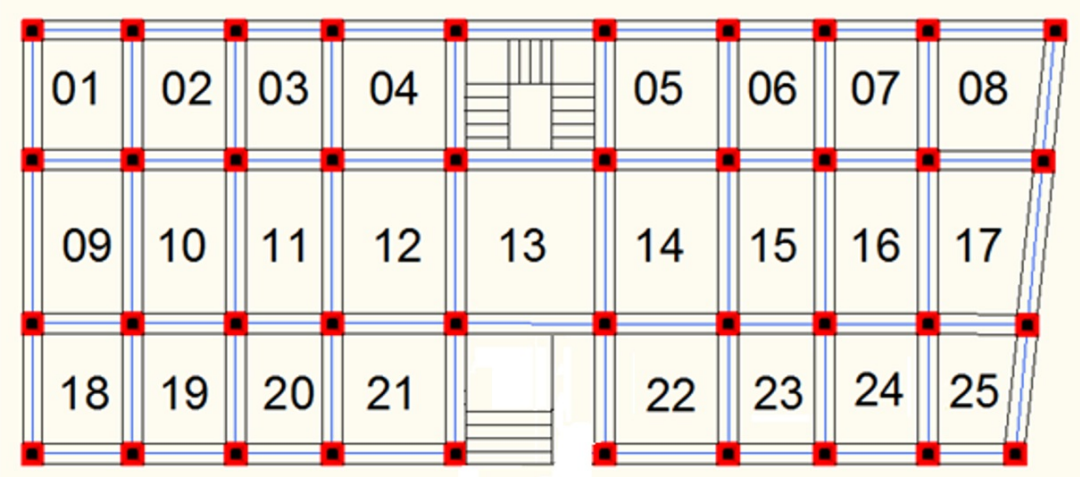


Figure 3.5 – *Répartition des 25 types de panneaux de la dalle pleine*

Type (1) : Panneaux continus au-delà de leurs appuis Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,75\,M_x$, $M_{ty} = 0,75\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

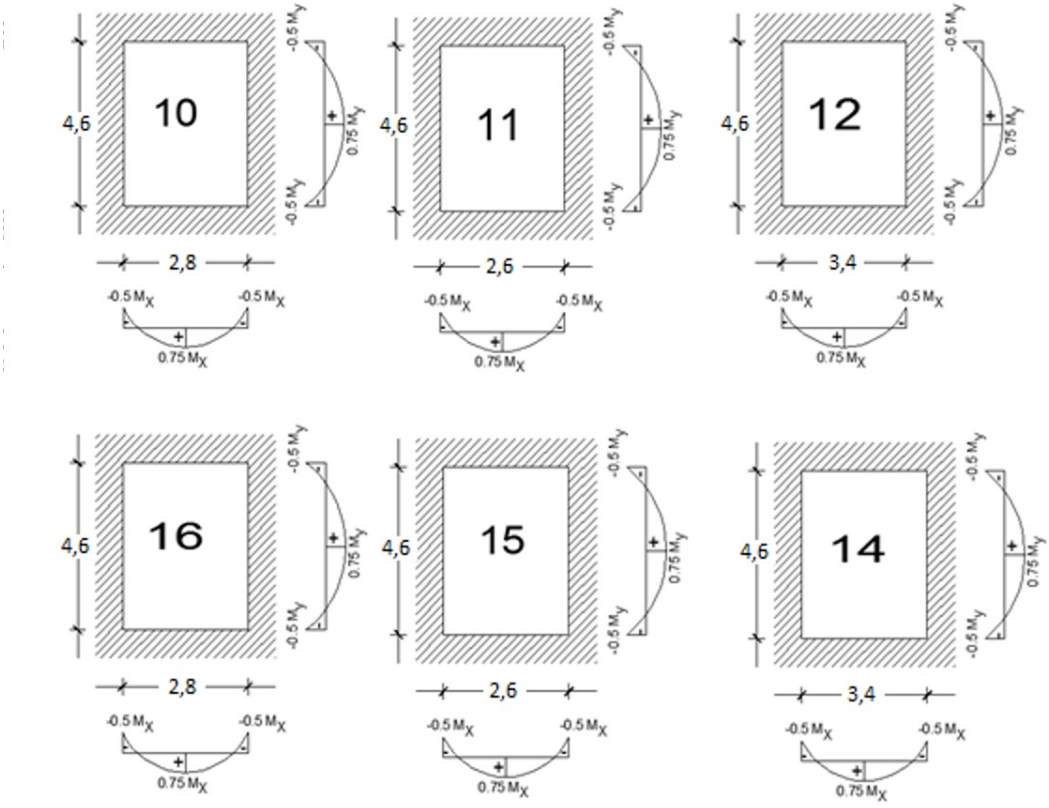


Figure 3.6 – *Panneaux continus au-delà de leurs appuis*

Type (2) : Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$, $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$, $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

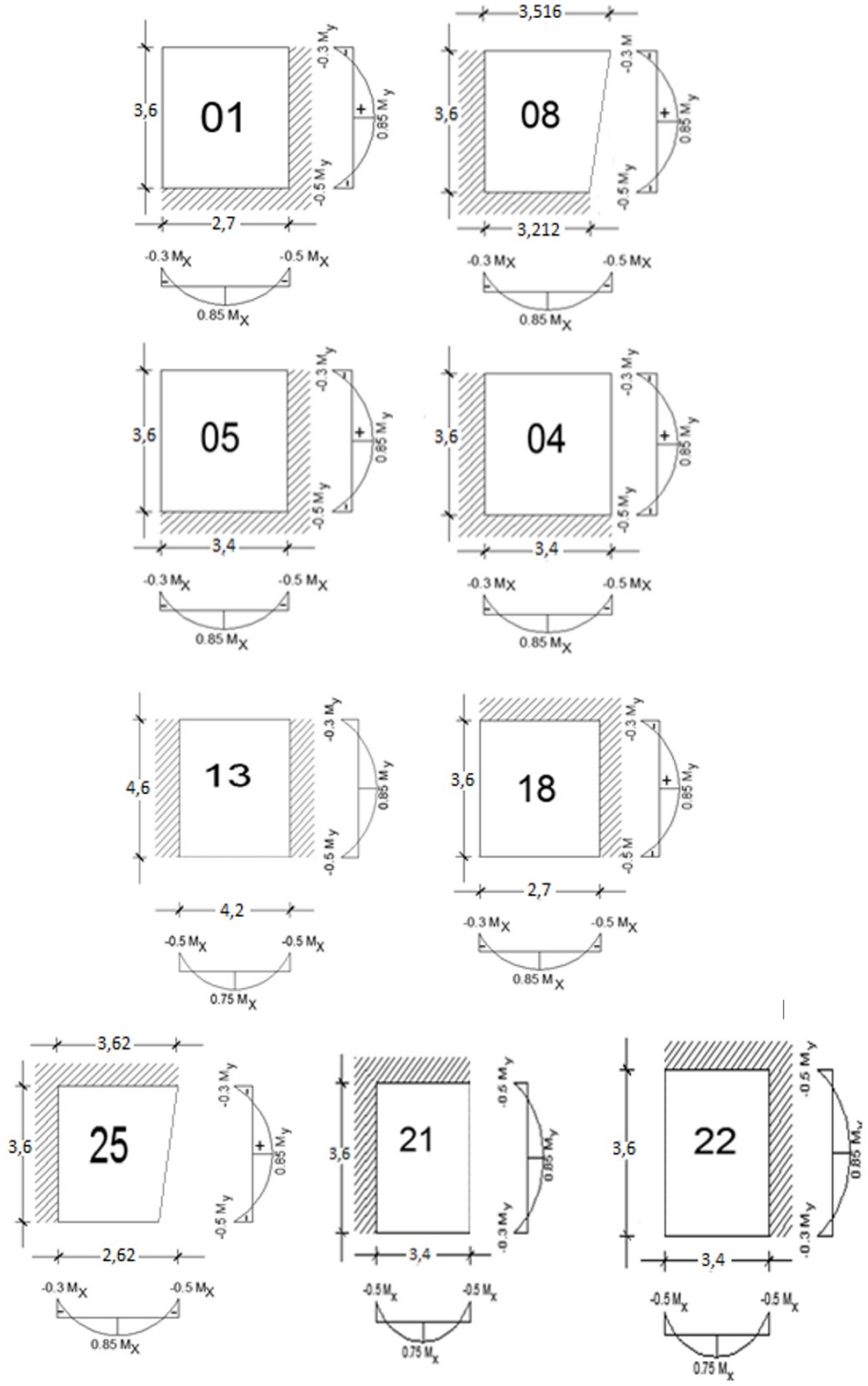


Figure 3.7 – *Panneaux de rive (deux appuis partiellement encastrés)*

Type (3) : Panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$, $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$, $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

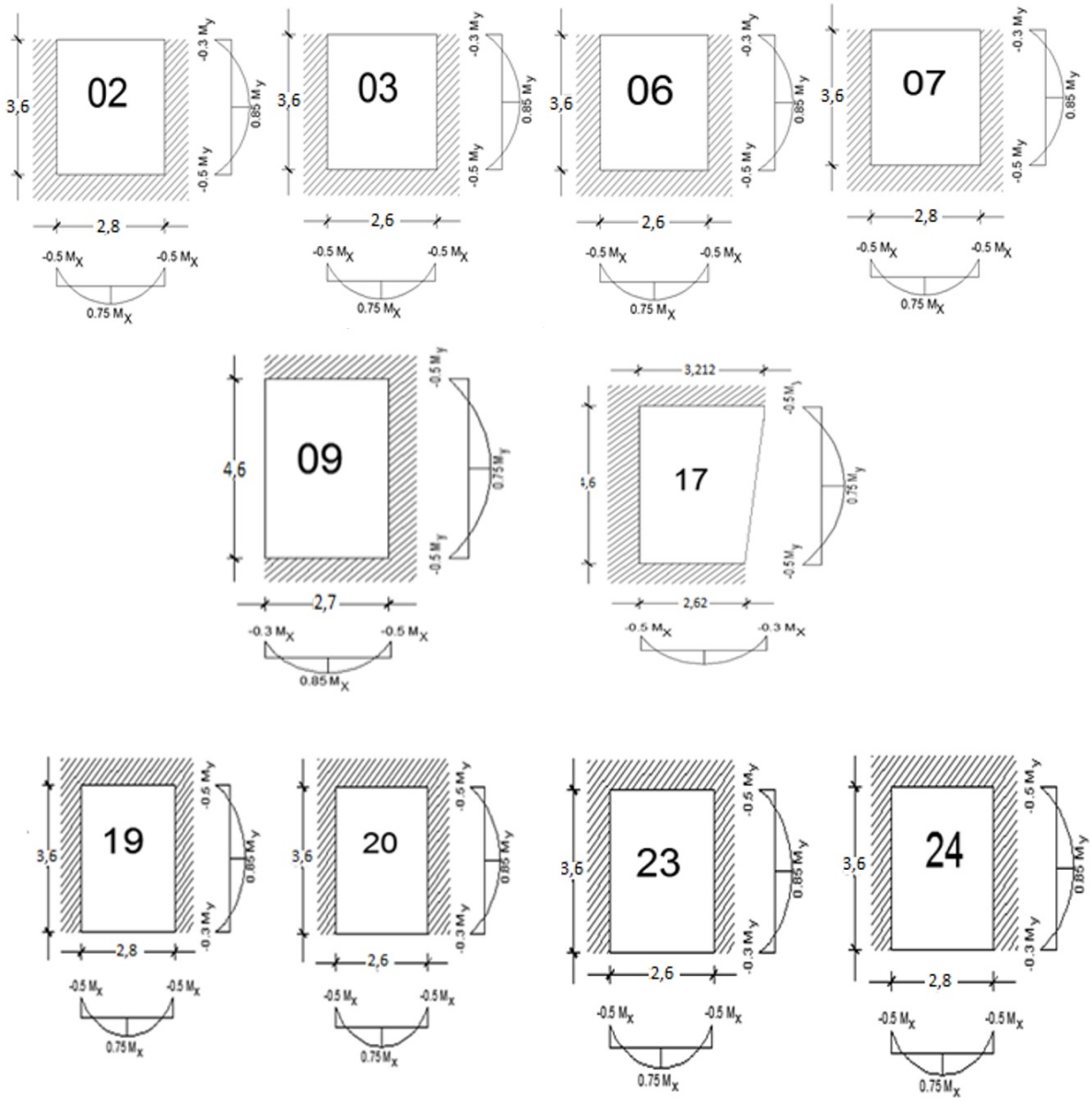


Figure 3.8 – *Panneaux de rive (un seul appui partiellement encastré)*

3.1.6 Exemple de calcul des moments fléchissants (panneau n°03)

Données : $L_x = 2,90$ m, $L_y = 4,90$ m, $\rho = 0,6$. La dalle porte suivant les deux directions ($0,4 < \rho < 1$) avec charge uniformément répartie.

ELU

Tableau : $\mu_x^U = 0,055,\ \mu_y^U = 0,525$.

$$M_x^U = \mu_x^U\, q_u\, L_x^2 = 0,055 \cdot 1043,10 \cdot (2,90)^2 = 482,485 \text{ daN·m}.$$

$$M_y^U = \mu_y^U M_x^U = 0,525 \cdot 482,485 = 253,304 \text{ daN·m}.$$

Moments en travée (panneau continu) :

$$M_{tx}^U = 0,75 M_x^U = 361,863 \text{ daN·m}, \qquad M_{ty}^U = 0,75 M_y^U = 215,308 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^U = -0,5 M_x^U = -241,242 \text{ daN·m}, \qquad M_{aiy}^U = -0,5 M_y^U = -126,652 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appui de rive (pour M_{ary}^U uniquement) :

$$M_{ary}^U = -0,3 M_y^U = -75,991 \text{ daN·m}.$$

ELS

Tableau : $\mu_x^S = 0,067,\ \mu_y^S = 0,650$.

$$M_x^S = \mu_x^S\, q_s\, L_x^2 = 0,067 \cdot 756 \cdot (2,90)^2 = 425,983 \text{ daN·m}.$$

$$M_y^S = \mu_y^S M_x^S = 0,650 \cdot 425,983 = 276,888 \text{ daN·m}.$$

Moments en travée :

$$M_{tx}^S = 0,75 M_x^S = 319,487 \text{ daN·m}, \qquad M_{ty}^S = 0,75 M_y^S = 235,354 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^{S} = -0,5M_{x}^{S} = -212,991 \text{ daN·m}, \qquad M_{aiy}^{S} = -0,5M_{y}^{S} = -138,444 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appui de rive :

$$M_{ary}^{S} = -0,3M_{y}^{S} = -83,066 \text{ daN·m}.$$

3.1.7 Détermination des armatures

Sens X-X

En travée – ELU $M_{tx}^{U} = 3618,63$ N·m.

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_b} = \frac{3618,63}{100 \cdot 14,5^2 \cdot 14,2} = 0,0126.$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$\alpha = 1,25\big(1 - \sqrt{1-2\mu}\big) = 0,0158, \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994, \quad z = \beta d = 0,994 \cdot 14,5 = 14,41$ cm.

$$A_{tx}^{U} = \frac{M}{\sigma_s z} = \frac{3618,63}{348 \cdot 14,41} = 0,721 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures minimales (BAEL 91, A.4.2.1) Pour dalle portant dans les deux sens, barres HA FeE400 :

$$A_{\min} = \frac{0,23\, f_{t28}}{f_e}\, b\, d = \frac{0,23 \cdot 2,1}{400} \cdot 100 \cdot 14,5 = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

(RPA donne 1,28 cm²/ml ; on retient le plus défavorable, 1,75 cm²/ml)

$$A_{tx} = \max(0,721;\ 1,75) = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Espacement maximal : $e \le \min(3h_d,\ 33 \text{ cm}) = \min(48,\ 33) = 33$ cm.

Choix : 6T10/ml $\rightarrow A = 4,71$ cm²/ml (T10, $e = 15$ cm).

En appui – ELU $M_{ax}^{U} = -2412,42$ N·m.

$$\mu = \frac{2412,42}{100 \cdot 14,5^2 \cdot 14,2} = 0,0080.$$

Calcul identique $\rightarrow A_{ax}^{U} = 0,48$ cm^2/ml. $A_{\min} = 1,75$ cm^2/ml $\rightarrow$ retenu $1,75$ cm^2/ml. Choix identique : 6T10/ml.

Sens Y-Y

En travée – ELU $M_{ty}^{U} = 2153,08$ N·m.

$$\mu = 0,0072, \quad A_{ty}^{U} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$A_{\min} = 1,75$ cm^2/ml $\rightarrow$ retenu $1,75$ cm^2/ml. Espacement : ≤ 33 cm. Choix : 4T10/ml $\rightarrow$ $A = 3,14$ cm^2/ml (T10, $e = 25$ cm).

En appui – ELU $M_{ay}^{U} = 1266,52$ N·m $\rightarrow A_{ay}^{U} = 0,25$ cm^2/ml. $A_{\min}$ gouverne $\rightarrow 1,75$ cm^2/ml. Choix : 4T10/ml.

3.1.8 Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si $\tau_u \leq \tau_{\lim}$.

$$T_{\max} = \max(T_X, T_Y)$$

avec

$$T_X = \frac{q\,L_x}{2}, \quad T_Y = \frac{q\,L_y}{2}.$$

Pour le panneau étudié, $q_u = 1043,10$ daN/m^2 :

$$T_X = \frac{1043,10 \cdot 2,90}{2} = 1512,5 \text{ daN}, \quad T_Y = \frac{1043,10 \cdot 4,90}{2} = 2555,6 \text{ daN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0\, d} = \frac{2555,6}{100 \cdot 14,5} = 0,176 \text{ MPa}.$$

$\tau_{\lim} = 0,2 f_{c28} = 5$ MPa $\rightarrow$ condition vérifiée. Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire.

3.1.9 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche (panneau n°13)

La vérification de la flèche est effectuée sous la combinaison de service $G + P$. Les flèches sont calculées par les méthodes de la R.D.M. en tenant compte de la fissuration du béton dans les zones tendues.

Pour une dalle pleine portant sur quatre côtés, le calcul de la flèche n'est pas exigé si les deux conditions suivantes sont simultanément remplies (BAEL 91) :

$$\frac{M_{tx}}{M_x} \leq 0,75 \quad \text{et} \quad \frac{M_{ty}}{M_y} \leq 0,75,$$

où :

- M_x, M_y sont les moments isostatiques (dalle simplement appuyée sur son pourtour) pour une bande de 1 m de largeur ;
- M_{tx}, M_{ty} sont les moments en travée prenant en compte l'encastrement ou la continuité (coefficients 0,75 ou 0,85).
- f_e est exprimée en MPa.

Application au panneau n°13 À l'ELS, on a :

$$\frac{M_{tx}}{M_x} = 0,75 \leq 0,75, \qquad \frac{M_{ty}}{M_y} = 0,75 \leq 0,75.$$

Les deux inégalités sont vérifiées.

Conclusion Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire pour ce panneau.

3.2 Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous-sol)

Dans un site sismique, pour un bâtiment à étages multiples, on utilise dans les étages courants un plancher à corps creux. Pour les niveaux inférieurs, on utilise un plancher à dalle pleine en raison de la concentration des efforts sismiques du haut vers le bas.

Pour le calcul des dalles, on distingue deux cas :

- **Dalle portant dans un seul sens** : $h_0 = \left(\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25}\right) L_x$
- **Dalle portant suivant les deux directions** : $h_0 = \left(\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{40}\right) L_x$

3.2.1 Conditions de portée

Une dalle porte dans un seul sens lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

— Le rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

— La charge est uniformément répartie.

Les moments fléchissants sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension L_x. Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur $b = 1$ m, de hauteur h_0 et de portée L_x. Les armatures calculées sont parallèles à L_x (A_x) ; suivant le sens de L_y, on place des armatures de répartition (A_y).

Une dalle porte suivant les deux sens si :

— $0,4 \leq \rho \leq 1$ et la dalle est uniformément chargée,

— ou la dalle est soumise à une charge concentrée quel que soit ρ.

3.2.2 Méthode de calcul

Calcul de la dalle pleine

Les dalles sont calculées panneau par panneau. En général, les panneaux de dalle sont appuyés sur 4, 3 ou 2 appuis.

Calcul de l'enrobage

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (BAEL 91) :

$$\phi_{\max} = \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 16 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{\max} = 16 \text{ mm}.$$

On prendra $\phi \leq 16$ mm.

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

— pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2$ cm ;

— pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1$ cm.

Notre dalle n'étant pas exposée aux intempéries (fissuration peu nuisible), on place l'ensemble des armatures de la nappe inférieure à $a = 1$ cm.

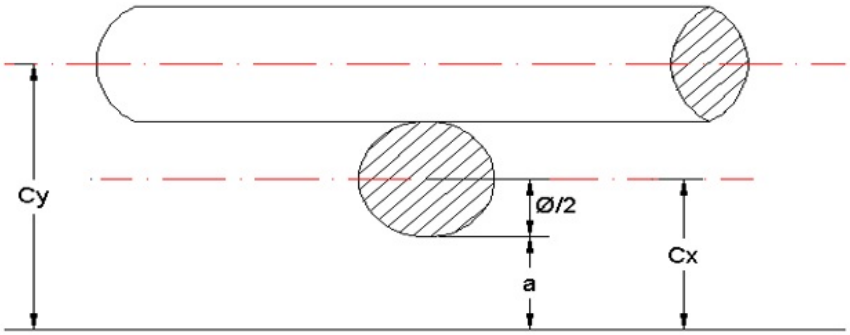


Figure 3.9 – *Enrobage*

Hauteurs utiles

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}, \qquad d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}.$$

3.2.3 Combinaisons fondamentales

D'après la descente des charges (chapitre II) :

$$G = 606 \text{ daN/m}^2, \quad P = 150 \text{ daN/m}^2.$$

État limite ultime (ELU)

$$q_u = 1,35G + 1,5P = 1,35 \cdot 606 + 1,5 \cdot 150 = 1043,10 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 1043,10 \text{ daN/ml}.$$

État limite de service (ELS)

$$q_s = G + P = 606 + 150 = 756 \text{ daN/m}^2,$$

soit $q_s = 756$ daN/ml pour une bande de 1 m.

3.2.4 Calcul des sollicitations

Les moments fléchissants développés au centre d'un panneau rectangulaire, uniformément chargé et simplement appuyé sur son contour, s'expriment par :

$$M_x = \mu_x \, q \, L_x^2, \qquad M_y = \mu_y \, M_x.$$

Avec μ_x et μ_y donnés en fonction de $\rho = L_x / L_y$ (tableaux de Pigeaud). Les coefficients μ_x^U, μ_y^U (ELU, béton fissuré, $\nu = 0$) et μ_x^S, μ_y^S (ELS, béton non fissuré, $\nu = 0,2$) sont obtenus par des tables.

3.2.5 Mode d'encastrement

Les moments issus de la méthode de Pigeaud sont corrigés par des coefficients dépendant de la continuité ou de l'encastrement partiel des appuis. Trois configurations sont distinguées.

Panneau continu au-delà de ses appuis

Pour un panneau intérieur, continu sur ses quatre côtés, les moments sont comme suit :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,75 \, M_x$; $M_{ty} = 0,75 \, M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5 \, M_x$; $M_{ay} = -0,5 \, M_y$.

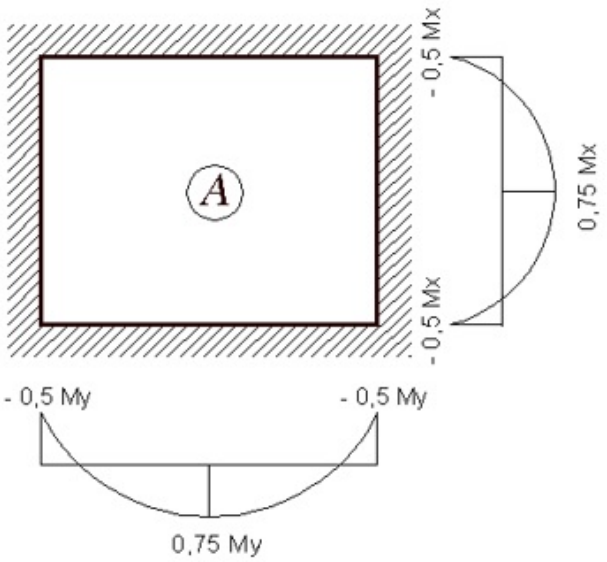


Figure 3.10 – *Panneau continu*

Panneau de rive dont au moins un appui assure un encastrement partiel

Lorsqu'un panneau de rive bénéficie d'un encastrement partiel sur un ou plusieurs de ses bords, on applique les coefficients suivants (deux cas particuliers sont illustrés ci-dessous).

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$; $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$; $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$; $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

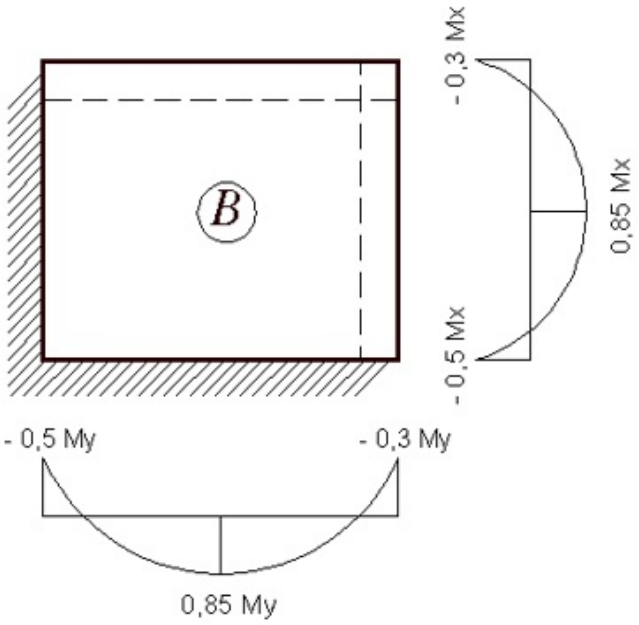


Figure 3.11 – *Panneau de rive (deux appuis partiellement encastrés)*

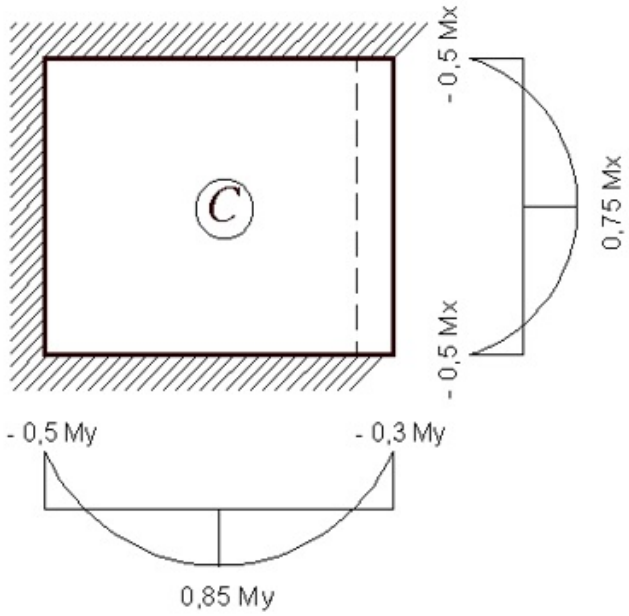


Figure 3.12 – *Panneau de rive (trois appuis partiellement encastrés)*

Dans notre dalle, on distingue les 25 types de panneaux, comme représenté sur la figure 3.13 illustrant la répartition des panneaux de la dalle pleine du plancher.

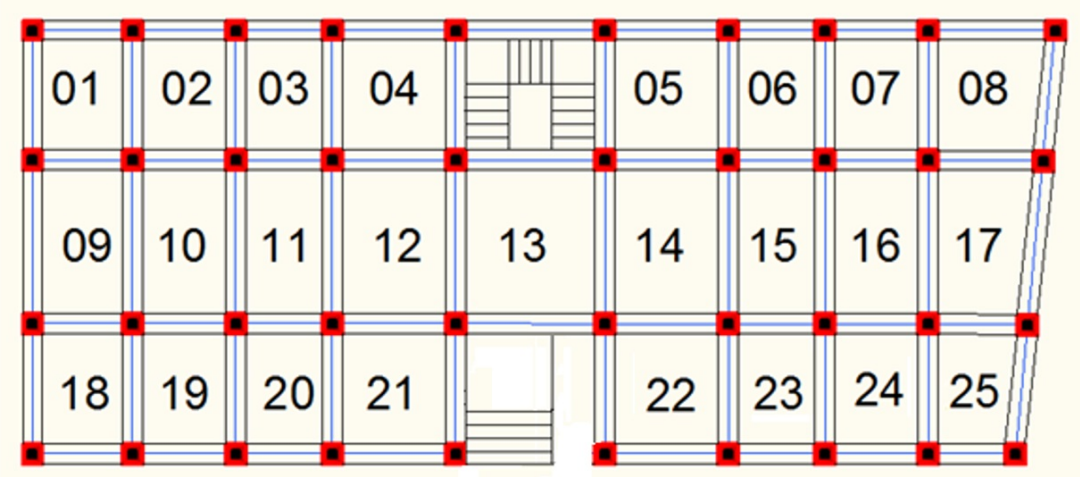


Figure 3.13 – *Répartition des 25 types de panneaux de la dalle pleine*

Type (1) : Panneaux continus au-delà de leurs appuis Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,75\,M_x$, $M_{ty} = 0,75\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

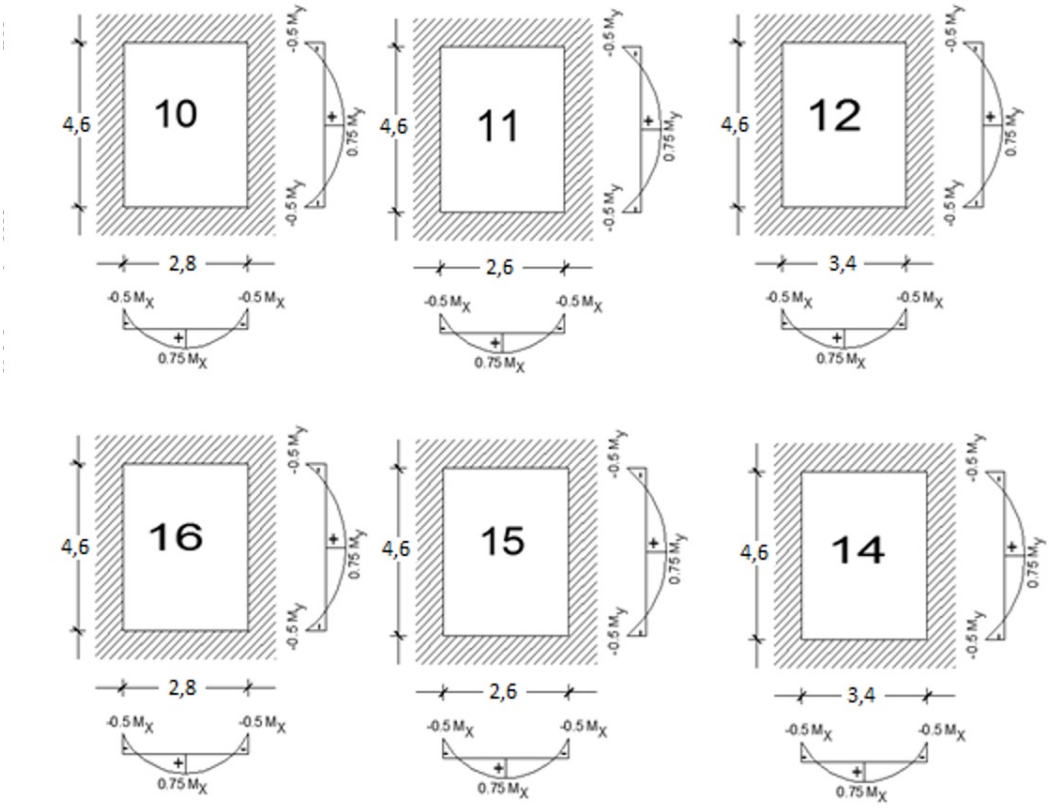


Figure 3.14 – *Panneaux continus au-delà de leurs appuis*

Type (2) : Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$, $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$, $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

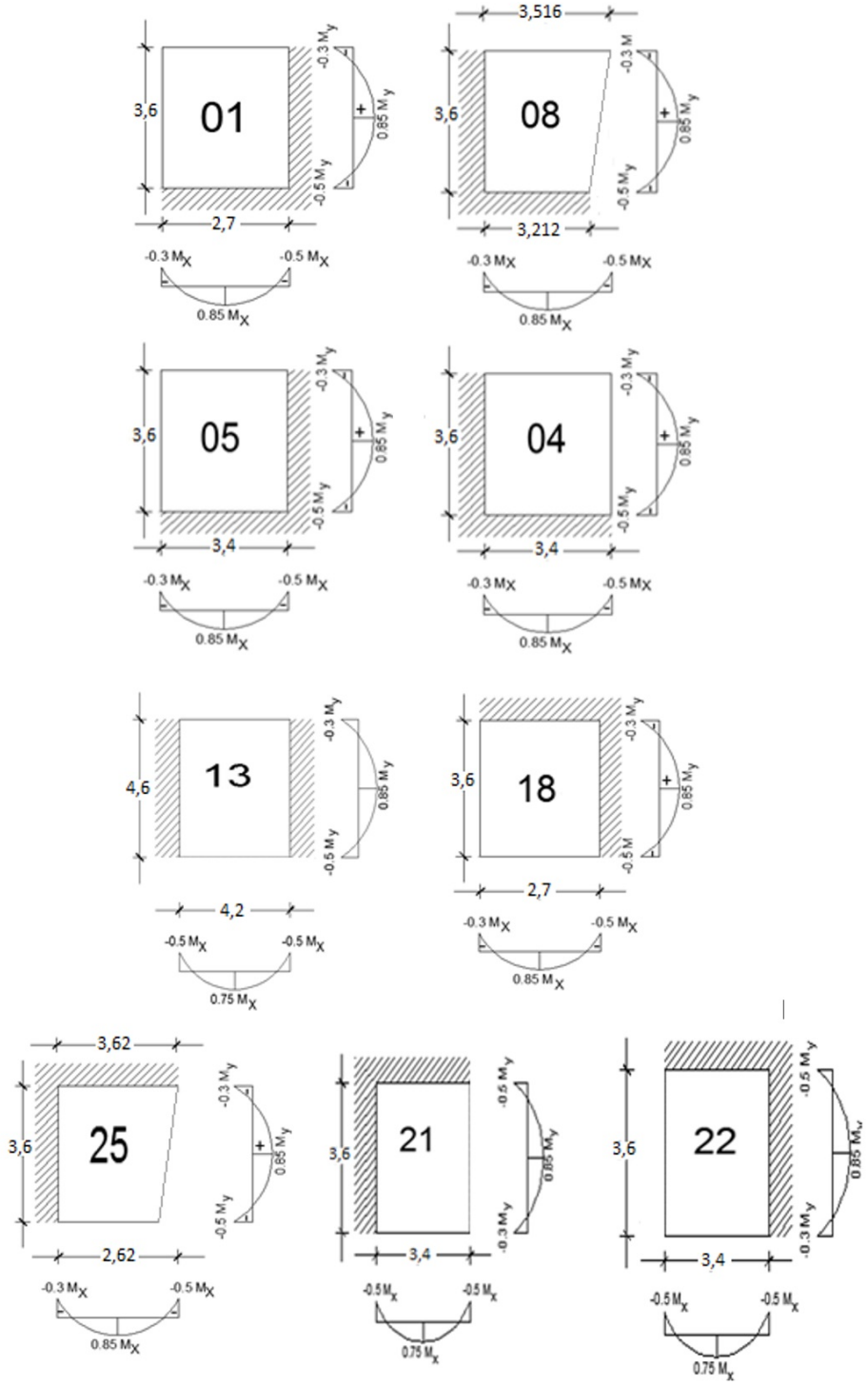


Figure 3.15 – *Panneaux de rive (deux appuis partiellement encastrés)*

Type (3) : Panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel Les moments sont obtenus par :

— Moments en travée : $M_{tx} = 0,85\,M_x$, $M_{ty} = 0,85\,M_y$.

— Moments sur appuis de rive : $M_{ax} = -0,3\,M_x$, $M_{ay} = -0,3\,M_y$.

— Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5\,M_x$, $M_{ay} = -0,5\,M_y$.

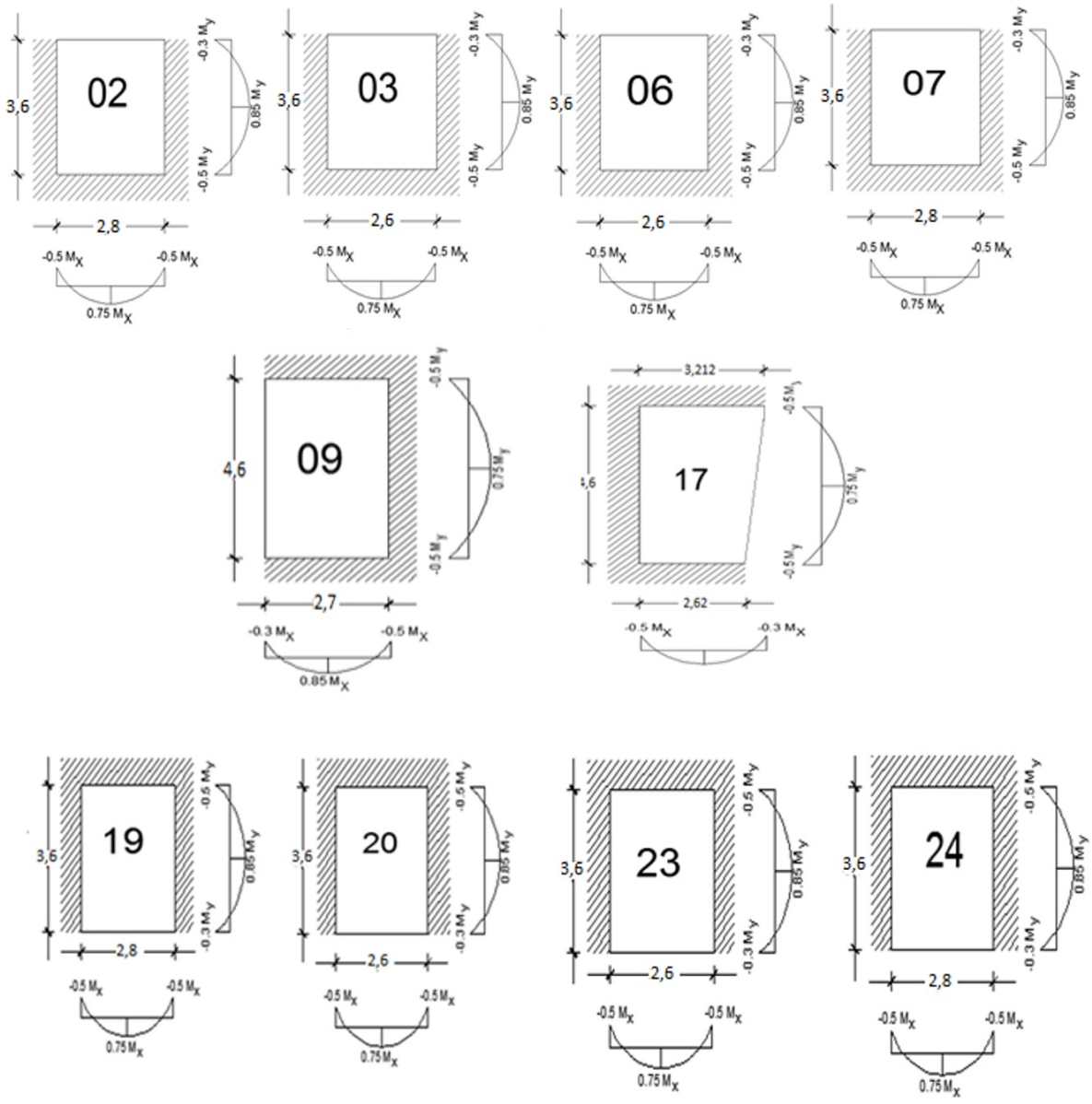


Figure 3.16 – *Panneaux de rive (un seul appui partiellement encastré)*

3.2.6 Exemple de calcul des moments fléchissants (panneau n°03)

Données : $L_x = 2,90$ m, $L_y = 4,90$ m, $\rho = 0,6$. La dalle porte suivant les deux directions $(0,4 < \rho < 1)$ avec charge uniformément répartie.

ELU

Tableau : $\mu_x^U = 0,055,\ \mu_y^U = 0,525$.

$$M_x^U = \mu_x^U\, q_u\, L_x^2 = 0,055 \cdot 1043,10 \cdot (2,90)^2 = 482,485 \text{ daN·m}.$$

$$M_y^U = \mu_y^U M_x^U = 0,525 \cdot 482,485 = 253,304 \text{ daN·m}.$$

Moments en travée (panneau continu) :

$$M_{tx}^U = 0,75 M_x^U = 361,863 \text{ daN·m}, \qquad M_{ty}^U = 0,75 M_y^U = 215,308 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^U = -0,5 M_x^U = -241,242 \text{ daN·m}, \qquad M_{aiy}^U = -0,5 M_y^U = -126,652 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appui de rive (pour M_{ary}^U uniquement) :

$$M_{ary}^U = -0,3 M_y^U = -75,991 \text{ daN·m}.$$

ELS

Tableau : $\mu_x^S = 0,067,\ \mu_y^S = 0,650$.

$$M_x^S = \mu_x^S\, q_s\, L_x^2 = 0,067 \cdot 756 \cdot (2,90)^2 = 425,983 \text{ daN·m}.$$

$$M_y^S = \mu_y^S M_x^S = 0,650 \cdot 425,983 = 276,888 \text{ daN·m}.$$

Moments en travée :

$$M_{tx}^S = 0,75 M_x^S = 319,487 \text{ daN·m}, \qquad M_{ty}^S = 0,75 M_y^S = 235,354 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^S = -0,5M_x^S = -212,991 \text{ daN·m}, \qquad M_{aiy}^S = -0,5M_y^S = -138,444 \text{ daN·m}.$$

Moments sur appui de rive :

$$M_{ary}^S = -0,3M_y^S = -83,066 \text{ daN·m}.$$

3.2.7 Détermination des armatures

Sens X-X

En travée – ELU $M_{tx}^U = 3618,63$ N·m.

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_b} = \frac{3618,63}{100 \cdot 14,5^2 \cdot 14,2} = 0,0126.$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$\alpha = 1,25\big(1 - \sqrt{1-2\mu}\big) = 0,0158, \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994, \quad z = \beta d = 0,994 \cdot 14,5 = 14,41$ cm.

$$A_{tx}^U = \frac{M}{\sigma_s z} = \frac{3618,63}{348 \cdot 14,41} = 0,721 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures minimales (BAEL 91, A.4.2.1) Pour dalle portant dans les deux sens, barres HA FeE400 :

$$A_{\min} = \frac{0,23\, f_{t28}}{f_e}\, b\, d = \frac{0,23 \cdot 2,1}{400} \cdot 100 \cdot 14,5 = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

(RPA donne 1,28 cm²/ml ; on retient le plus défavorable, 1,75 cm²/ml)

$$A_{tx} = \max(0,721;\ 1,75) = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Espacement maximal : $e \le \min(3h_d,\ 33 \text{ cm}) = \min(48,\ 33) = 33$ cm.

Choix : 6T10/ml $\rightarrow A = 4,71$ cm²/ml (T10, $e = 15$ cm).

En appui – ELU $M_{ax}^U = -2412,42$ N·m.

$$\mu = \frac{2412,42}{100 \cdot 14,5^2 \cdot 14,2} = 0,0080.$$

Calcul identique $\rightarrow A_{ax}^{U} = 0,48$ cm^2/ml. $A_{\min} = 1,75$ cm^2/ml $\rightarrow$ retenu $1,75$ cm^2/ml. Choix identique : 6T10/ml.

Sens Y-Y

En travée – ELU $M_{ty}^{U} = 2153,08$ N·m.

$$\mu = 0,0072, \quad A_{ty}^{U} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$A_{\min} = 1,75$ cm^2/ml $\rightarrow$ retenu $1,75$ cm^2/ml. Espacement : ≤ 33 cm. Choix : 4T10/ml $\rightarrow$ $A = 3,14$ cm^2/ml (T10, $e = 25$ cm).

En appui – ELU $M_{ay}^{U} = 1266,52$ N·m $\rightarrow A_{ay}^{U} = 0,25$ cm^2/ml. $A_{\min}$ gouverne $\rightarrow 1,75$ cm^2/ml. Choix : 4T10/ml.

3.2.8 Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si $\tau_u \leq \tau_{\lim}$.

$$T_{\max} = \max(T_X, T_Y)$$

avec

$$T_X = \frac{q\,L_x}{2}, \quad T_Y = \frac{q\,L_y}{2}.$$

Pour le panneau étudié, $q_u = 1043,10$ daN/m^2 :

$$T_X = \frac{1043,10 \cdot 2,90}{2} = 1512,5 \text{ daN}, \quad T_Y = \frac{1043,10 \cdot 4,90}{2} = 2555,6 \text{ daN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0\, d} = \frac{2555,6}{100 \cdot 14,5} = 0,176 \text{ MPa}.$$

$\tau_{\lim} = 0,2 f_{c28} = 5$ MPa $\rightarrow$ condition vérifiée. Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire.

3.2.9 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche (panneau n°13)

La vérification de la flèche est effectuée sous la combinaison de service $G + P$. Les flèches sont calculées par les méthodes de la R.D.M. en tenant compte de la fissuration du béton dans les zones tendues.

Pour une dalle pleine portant sur quatre côtés, le calcul de la flèche n'est pas exigé si les deux conditions suivantes sont simultanément remplies (BAEL 91) :

$$\frac{M_{tx}}{M_x} \leq 0,75 \quad \text{et} \quad \frac{M_{ty}}{M_y} \leq 0,75,$$

où :

— M_x, M_y sont les moments isostatiques (dalle simplement appuyée sur son pourtour) pour une bande de 1 m de largeur ;

— M_{tx}, M_{ty} sont les moments en travée prenant en compte l'encastrement ou la continuité (coefficients 0,75 ou 0,85).

— f_e est exprimée en MPa.

Application au panneau n°13 À l'ELS, on a :

$$\frac{M_{tx}}{M_x} = 0,75 \leq 0,75, \qquad \frac{M_{ty}}{M_y} = 0,75 \leq 0,75.$$

Les deux inégalités sont vérifiées.

Conclusion Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire pour ce panneau.

3.3 Plancher à corps creux

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

— plancher à corps creux.

Ce type de plancher se compose d'entre vous (corps creux) et d'une dalle de compression d'épaisseur respectives 16 cm et 4 cm.

3.3.1 Détermination des dimensions des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té » dont les dimensions sont indiquées sur les figures suivantes :

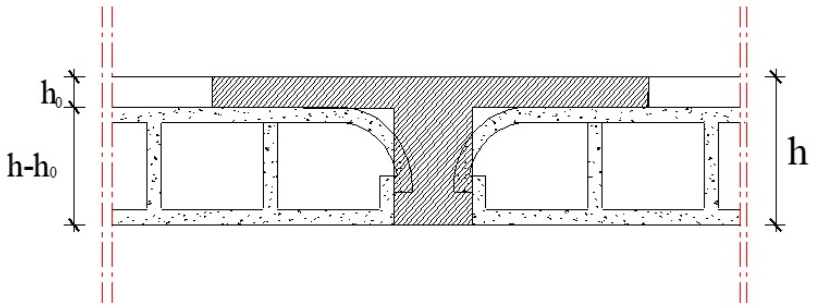


Figure 3.17 – *Coupe transversale d'un plancher à corps creux*

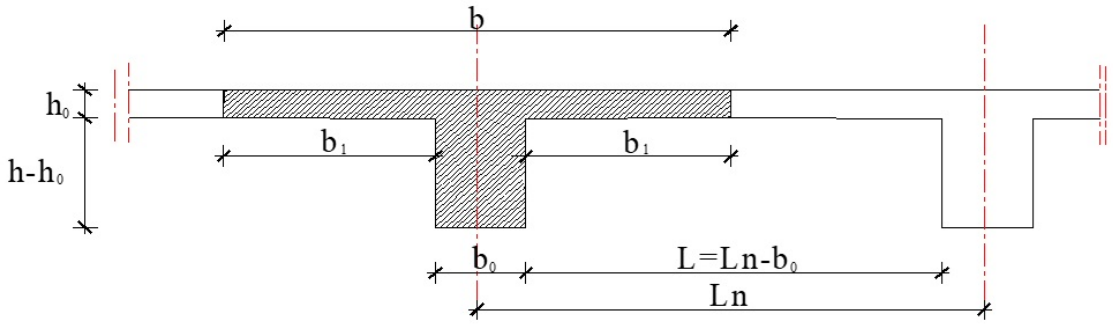


Figure 3.18 – *Section de calcul d'un plancher à corps creux*

D'après les règles (BAEL91), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de b_1 :

$$b_1 \leq \frac{L_n}{4}, \quad b_1 \leq \frac{L}{10}, \quad b_1 \leq (6 \div 8)h_0, \quad b = 2b_1 + b_0 = L_n$$

Avec :

— L_n : Distance entre axe des poutrelles ; suivant les normes Algériennes (DTRBC 2.2) la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

— L : la distance entre nu d'appuis de la travée considérée.

On prendra :

— $b_0 = 12$ cm.

— $(6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \cdot 4 = (24 \div 32) = 28$ cm

— $b_1 \leq \min(24,\ 26,7,\ 28) = 24$ cm

Donc :

$$b_1 = 24 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 24 + 12 = 60 \text{ cm}.$$

3.3.2 Ferraillage de la table de compression

D'après les règles B.A.E.L.91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est :

$$h_{0\ \min} = 4 \text{ cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

— 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (notées A_t).

— 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (notées A_l).

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

— Si $L_n \leq 50$ cm : $A_t \geq 0,8$ cm^2/ml (ou $0,5$ selon les sources).

— Si 50 cm $\leq L_n \leq 80$ cm :

$$A_t \geq \frac{4}{f_e} \quad \text{et} \quad A_l \geq \frac{2,4}{f_e}$$

où f_e est la limite d'élasticité de l'acier (en MPa) et A en cm^2/ml.

Armatures perpendiculaires aux nervures : On a 50 cm $\leq L_n = 60$ cm ≤ 80 cm donc :

$$A_t \geq \frac{4}{400} = 0,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

mais on prendra une section plus conventionnelle : $1,41$ cm^2/ml. Choix : $5\phi 6$/ml (section $1,41$ cm^2/ml, espacement 20 cm).

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_l \geq \frac{2,4}{400} = 0,006 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : $5\phi 6$/ml (section $1,41$ cm^2/ml, espacement 20 cm).

Conclusion : On prendra un treillis soudé de mailles $(200 \cdot 200)$ mm^2.

3.4 Étude des poutrelles

3.4.1 Évaluation des charges

Ciment

— Plancher terrasse : $G = 720$ daN/m^2, $P = 100$ daN/m^2 (inaccessible).

— Plancher étage courant : $G = 481$ daN/m^2, $P = 150$ daN/m^2 (usage d'habitation).

Brique

— Plancher terrasse : $G = 685$ daN/m^2, $P = 100$ daN/m^2.

— Plancher étage courant : $G = 446$ daN/m^2, $P = 150$ daN/m^2.

Polystyrène

— Plancher terrasse : $G = 606$ daN/m^2, $P = 100$ daN/m^2.

— Plancher étage courant : $G = 367$ daN/m^2, $P = 150$ daN/m^2.

3.4.2 Combinaisons fondamentales (largeur d'influence 0,60 m)

Plancher terrasse (inaccessible)

Ciment :

$$q_u = (1,35G + 1,5P) \cdot 0,6 = (1,35 \cdot 720 + 1,5 \cdot 100) \cdot 0,6 = 673,2 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (G + P) \cdot 0,6 = (720 + 100) \cdot 0,6 = 492 \text{ daN/ml.}$$

Brique :

$$q_u = (1,35 \cdot 685 + 1,5 \cdot 100) \cdot 0,6 = 644,85 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (685 + 100) \cdot 0,6 = 471 \text{ daN/ml.}$$

Polystyrène :

$$q_u = (1,35 \cdot 606 + 1,5 \cdot 100) \cdot 0,6 = 580,86 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (606 + 100) \cdot 0,6 = 423,6 \text{ daN/ml.}$$

Plancher étage courant

Ciment :

$$q_u = (1,35 \cdot 481 + 1,5 \cdot 150) \cdot 0,6 = 524,61 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (481 + 150) \cdot 0,6 = 378,6 \text{ daN/ml.}$$

Brique :

$$q_u = (1,35 \cdot 446 + 1,5 \cdot 150) \cdot 0,6 = 496,26 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (446 + 150) \cdot 0,6 = 357,6 \text{ daN/ml.}$$

Polystyrène :

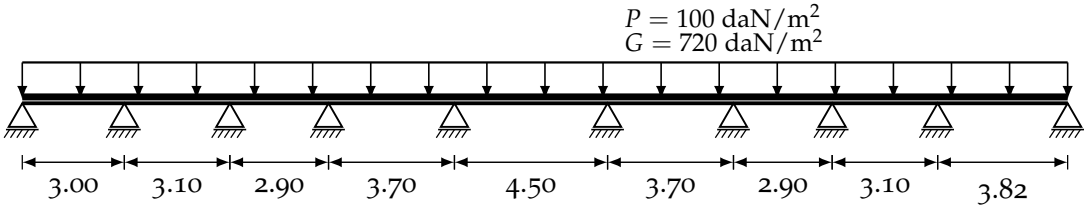
$$q_u = (1,35 \cdot 367 + 1,5 \cdot 150) \cdot 0,6 = 432,27 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (367 + 150) \cdot 0,6 = 310,2 \text{ daN/ml.}$$

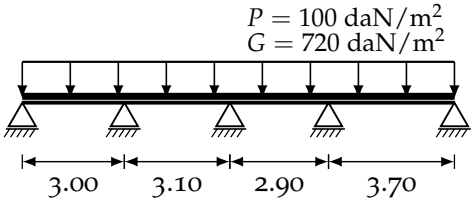
Table 3.1 – *Combinaisons fondamentales (largeur d'influence 0,60 m)*

Type de plancher	**Type de hourdis**	q_u **(daN/ml)**	q_s **(daN/ml)**
Terrasse (inaccessible)	Ciment	673,20	492,00
	Brique	644,85	471,00
	Polystyrène	580,86	423,60
Étage courant	Ciment	524,61	378,60
	Brique	496,26	357,60
	Polystyrène	432,27	310,20

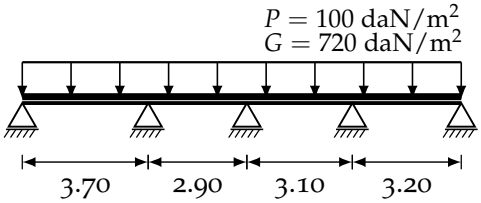
Type n°1



Type n°2



Type n°3



Type n°4

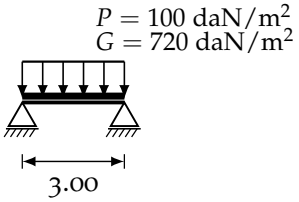


Figure 3.19 – *Schéma statique des poutrelles pour plancher terrasse*

3.4.3 Méthodes de calcul

— **Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée [CBA93/B.6.2.21].

— **Méthode de Caquot :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [CBA93/B.6.2.22].

Méthode forfaitaire

Conditions d'application :

1. La surcharge d'exploitation $P \leq \max(2,5\ \text{kN/m}^2,\ G)$.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe : Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{(G+P)\ell^2}{8}$$

Moments en travées :

$$M_t = \max\left(0,8M_0,\ \frac{M_g + M_d}{2}\right) \quad \text{(travée de rive)}$$

$$M_t = \max\left(0,6M_0,\ \frac{M_g + M_d}{2}\right) \quad \text{(travée intermédiaire)}$$

Moments en appuis :

— Pour une poutre à deux travées : $M_a = \frac{3}{4}M_0$.

— Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées : $M_a = 0,5M_0$.

— Pour les autres appuis intermédiaires : $M_a = 0,4M_0$.

Méthode de Caquot

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e :

— $l'_w = 0,8\,l_i$ pour les travées intermédiaires.

— $l'_w = l_i$ pour les travées de rive sans console.

Moment en appuis (avec inertie constante) :

$$M_a = -\frac{q_w\, l'^3_w + q_e\, l'^3_e}{8\,(l'_w + l'_e)}.$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q\,\ell^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

où M_w et M_e sont les moments sur appuis en valeur absolue.

Abscisse du moment maximum :

$$x_0 = \frac{\ell}{2} - \frac{M_w - M_e}{q\,\ell}.$$

Efforts tranchants :

$$T_g = \frac{q\,\ell}{2} + \frac{M_w - M_e}{\ell}, \qquad T_d = \frac{q\,\ell}{2} - \frac{M_w - M_e}{\ell}.$$

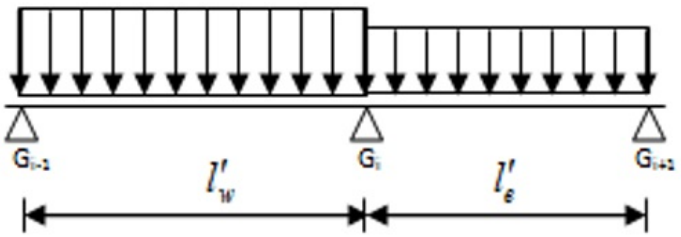


Figure 3.20 – *Schéma de deux portées successives selon la méthode de Caquot*

3.5 Exemple de calcul détaillé (Type 1 – terrasse inaccessible)

3.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- La surcharge d'exploitation $P = 100$ daN/m^2 $\leq \max(2{,}5$ kN/m^2, $G) = 720$ daN/m^2 ✓
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ✓
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 : $\frac{l_4}{l_5} = \frac{3{,}70}{4{,}50} = 0,82 \leq 1,25$ mais $\frac{l_5}{l_4} = \frac{4{,}50}{3{,}70} = 1,22$ – condition non vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ✓

La troisième condition n'étant pas vérifiée, on utilise la **méthode de Caquot**.

3.5.2 Schéma statique et portées

Les calculs développés ci-après concernent exclusivement la poutrelle de type n°1 représentée sur le schéma statique de la figure 3.19.

Portées réelles (m) : $l_1 = 3{,}00$, $l_2 = 3{,}10$, $l_3 = 2{,}90$, $l_4 = 3{,}70$, $l_5 = 4{,}50$, $l_6 = 3{,}70$, $l_7 = 2{,}90$, $l_8 = 3{,}10$, $l_9 = 3{,}82$.

3.5.3 Combinaisons fondamentales

Plancher terrasse

État limite ultime (ELU) Ciment :

$$q_u = (1{,}35G + 1{,}5P) \cdot 0{,}6 = (1{,}35 \cdot 720 + 1{,}5 \cdot 100) \cdot 0{,}6 = 673{,}2 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3}G + 1{,}5P\right) \cdot 0{,}6 = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 720 + 1{,}5 \cdot 100\right) \cdot 0{,}6 = 478{,}8 \text{ daN/ml}$$

Brique :

$$q_u = (1{,}35 \cdot 685 + 1{,}5 \cdot 100) \cdot 0{,}6 = 644{,}85 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 685 + 1{,}5 \cdot 100\right) \cdot 0{,}6 = 459{,}9 \text{ daN/ml}$$

Polystyrène :

$$q_u = (1{,}35 \cdot 606 + 1{,}5 \cdot 100) \cdot 0{,}6 = 580{,}86 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 606 + 1{,}5 \cdot 100\right) \cdot 0{,}6 = 417{,}24 \text{ daN/ml}$$

État limite de service (ELS) Ciment :

$$q_s = (G + P) \cdot 0{,}6 = (720 + 100) \cdot 0{,}6 = 492 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3}G + P\right) \cdot 0{,}6 = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 720 + 100\right) \cdot 0{,}6 = 348 \text{ daN/ml}$$

Brique :

$$q_s = (685 + 100) \cdot 0{,}6 = 471 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 685 + 100\right) \cdot 0{,}6 = 333 \text{ daN/ml}$$

Polystyrène :

$$q_s = (606 + 100) \cdot 0{,}6 = 423{,}6 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 606 + 100\right) \cdot 0{,}6 = 302{,}4 \text{ daN/ml}$$

Plancher étage courant

État limite ultime (ELU) Ciment :

$$q_u = (1{,}35 \cdot 481 + 1{,}5 \cdot 150) \cdot 0{,}6 = 524{,}61 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 481 + 1{,}5 \cdot 150\right) \cdot 0{,}6 = 394{,}74 \text{ daN/ml}$$

Brique :

$$q_u = (1{,}35 \cdot 446 + 1{,}5 \cdot 150) \cdot 0{,}6 = 496{,}26 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 446 + 1{,}5 \cdot 150\right) \cdot 0{,}6 = 375{,}84 \text{ daN/ml}$$

Polystyrène :

$$q_u = (1{,}35 \cdot 367 + 1{,}5 \cdot 150) \cdot 0{,}6 = 432{,}27 \text{ daN/ml}$$

$$q'_u = \left(1{,}35 \cdot \tfrac{2}{3} \cdot 367 + 1{,}5 \cdot 150\right) \cdot 0{,}6 = 333{,}18 \text{ daN/ml}$$

État limite de service (ELS) Ciment :

$$q_s = (481 + 150) \cdot 0{,}6 = 378{,}6 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 481 + 150\right) \cdot 0{,}6 = 282{,}4 \text{ daN/ml}$$

Brique :

$$q_s = (446 + 150) \cdot 0{,}6 = 357{,}6 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 446 + 150\right) \cdot 0{,}6 = 268{,}4 \text{ daN/ml}$$

Polystyrène :

$$q_s = (367 + 150) \cdot 0{,}6 = 310{,}2 \text{ daN/ml}$$

$$q'_s = \left(\tfrac{2}{3} \cdot 367 + 150\right) \cdot 0{,}6 = 236{,}8 \text{ daN/ml}$$

3.5.4 Application de la méthode de Caquot

Longueurs fictives

— Travées de rive :

$$l'_1 = 0{,}8 \cdot l_1 = 0{,}8 \cdot 3{,}00 = 2{,}40 \text{ m}, \qquad l'_9 = 0{,}8 \cdot l_9 = 0{,}8 \cdot 3{,}82 = 3{,}056 \text{ m}$$

— Travées intermédiaires :

$$l'_2 = 0{,}8 \cdot 3{,}10 = 2{,}48 \text{ m}, \quad l'_3 = 0{,}8 \cdot 2{,}90 = 2{,}32 \text{ m}, \quad l'_4 = 0{,}8 \cdot 3{,}70 = 2{,}96 \text{ m}$$

$$l'_5 = 0{,}8 \cdot 4{,}50 = 3{,}60 \text{ m}, \quad l'_6 = 0{,}8 \cdot 3{,}70 = 2{,}96 \text{ m}, \quad l'_7 = 0{,}8 \cdot 2{,}90 = 2{,}32 \text{ m}$$

$$l'_8 = 0{,}8 \cdot 3{,}10 = 2{,}48 \text{ m}$$

Moments fléchissants en appuis

Pour le calcul des moments au niveau des appuis, on fait recours à la méthode de Caquot.

Appuis de rive A et J : $M_A = M_J = 0$.

Appuis intermédiaires – ELU (ciment, $q_u = 673{,}2$ daN/ml) :

$$M_B = -\frac{q_u\,(l'^3_1 + l'^3_2)}{8\,(l'_1 + l'_2)} = -\frac{673{,}2 \cdot (2{,}40^3 + 2{,}48^3)}{8 \cdot (2{,}40 + 2{,}48)} = -418{,}85 \text{ daN·m}$$

$$M_C = -\frac{q_u\,(l'^3_2 + l'^3_3)}{8\,(l'_2 + l'_3)} = -\frac{673{,}2 \cdot (2{,}48^3 + 2{,}32^3)}{8 \cdot (2{,}48 + 2{,}32)} = -526{,}63 \text{ daN·m}$$

$$M_D = -\frac{q_u\,(l'^3_3 + l'^3_4)}{8\,(l'_3 + l'_4)} = -\frac{673{,}2 \cdot (2{,}32^3 + 2{,}96^3)}{8 \cdot (2{,}32 + 2{,}96)} = -325{,}85 \text{ daN·m}$$

$$M_E = -\frac{q_u\,(l'^3_4 + l'^3_5)}{8\,(l'_4 + l'_5)} = -\frac{673{,}2 \cdot (2{,}96^3 + 3{,}60^3)}{8 \cdot (2{,}96 + 3{,}60)} = -598{,}71 \text{ daN·m}$$

Par symétrie : $M_F = M_E = -598{,}71$ daN·m, $M_G = M_D = -325{,}85$ daN·m, $M_H = M_C = -526{,}63$ daN·m, $M_I = M_B = -418{,}85$ daN·m.

Table 3.2 – *Moments sur appuis – Plancher terrasse, ciment (ELU et ELS)*

Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A (rive)	0	0
B	−418,85	−304,06
C	−526,63	−382,35
D	−325,85	−237,07
E	−598,71	−434,81
F	−598,71	−434,81
G	−325,85	−237,07
H	−526,63	−382,35
I	−418,85	−304,06
J (rive)	0	0

Calcul de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont calculés pour chaque travée par :

$$T_g = \frac{q\,l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}, \qquad T_d = \frac{q\,l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

Travée de rive (A-B) :

$$T_g^{AB} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}00}{2} + \frac{0 - 418{,}85}{3{,}00} = 1009{,}8 - 139{,}62 = 870{,}18 \text{ daN}$$

$$T_d^{AB} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}00}{2} - \frac{0 - 418{,}85}{3{,}00} = 1009{,}8 + 139{,}62 = 1149{,}42 \text{ daN}$$

Travée intermédiaire (B-C) :

$$T_g^{BC} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}10}{2} + \frac{418{,}85 - 526{,}63}{3{,}10} = 1043{,}46 - 34{,}77 = 1008{,}69 \text{ daN}$$

$$T_d^{BC} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}10}{2} + \frac{526{,}63 - 418{,}85}{3{,}10} = 1043{,}46 + 34{,}77 = 1078{,}23 \text{ daN}$$

Travée (C-D) :

$$T_g^{CD} = \frac{673{,}2 \cdot 2{,}90}{2} + \frac{526{,}63 - 325{,}85}{2{,}90} = 976{,}14 + 69{,}23 = 1045{,}37 \text{ daN}$$

$$T_d^{CD} = \frac{673{,}2 \cdot 2{,}90}{2} - \frac{526{,}63 - 325{,}85}{2{,}90} = 976{,}14 - 69{,}23 = 906{,}91 \text{ daN}$$

Travée (D-E) :

$$T_g^{DE} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}70}{2} + \frac{325{,}85 - 598{,}71}{3{,}70} = 1245{,}42 - 73{,}75 = 1171{,}67 \text{ daN}$$

$$T_d^{DE} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}70}{2} + \frac{598{,}71 - 325{,}85}{3{,}70} = 1245{,}42 + 73{,}75 = 1319{,}17 \text{ daN}$$

Travée centrale (E-F) :

$$T_g^{EF} = T_d^{EF} = \frac{673{,}2 \cdot 4{,}50}{2} = 1514{,}70 \text{ daN} \quad \text{(symétrie)}$$

Par symétrie, les travées F-G, G-H, H-I, I-J sont symétriques aux travées D-E, C-D, B-C, A-B.

L'effort tranchant maximal est :

$$T_{\max} = 1514{,}70 \text{ daN}$$

Abscisse du moment maximum en travée

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q\,l}$$

Table 3.3 – *Abscisses x_0 du moment maximum – ELU et ELS (ciment)*

Travée	ELU (m)	ELS (m)
A–B	1,49	1,49
B–C	1,54	1,54
C–D	1,51	1,51
D–E	1,73	1,73
E–F	2,25	2,25
F–G	1,96	1,96
G–H	1,51	1,51
H–I	1,47	1,47
I–J	1,86	1,86

Moments fléchissants en travée

$$M_t = \frac{q\,l^2}{8} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2}$$

Travée A-B (ELU) :

$$M_t^{AB} = \frac{673{,}2 \cdot 3{,}00^2}{8} - \frac{0 + 418{,}85}{2} = 757{,}35 - 209{,}43 = 547{,}92 \text{ daN·m}$$

Travée E-F (ELU) – valeur maximale :

$$M_t^{EF} = \frac{673{,}2 \cdot 4{,}50^2}{8} - \frac{598{,}71 + 598{,}71}{2} = 1706{,}63 - 598{,}71 = 1107{,}92 \text{ daN·m}$$

Les résultats complets sont donnés dans le tableau suivant.

Table 3.4 – *Moments fléchissants en travée – Plancher terrasse, ciment*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	547,92	399,09
B–C	608,45	443,98
C–D	476,23	346,72
D–E	802,83	584,15
E–F	1080,43	792,33
F–G	802,83	584,15
G–H	476,23	346,72
H–I	608,45	443,98
I–J	637,18	466,23

3.5.5 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales – Plancher terrasse

Table 3.5 – *Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux – Plancher terrasse*

Type	Moment en travée (daN·m)		Moment en appuis (daN·m)		Effort tranchant (daN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	1080,43	792,33	623,32	453,04	1514,70
2	632,93	468,10	418,85	323,87	1339,34
3	739,75	542,66	526,63	382,35	1264,75
4	472,31	467,94	325,85	297,92	1232,00

Conclusion : Pour le ferraillage des poutrelles, on choisira le cas le plus défavorable qui donne les moments fléchissants maximaux :

ELU :

$$M_{t,\max} = 1080{,}43 \text{ daN·m}, \qquad M_{a,\max} = 623{,}32 \text{ daN·m}$$

ELS :

$$M_{t,\max} = 792{,}33 \text{ daN·m}, \qquad M_{a,\max} = 453{,}04 \text{ daN·m}$$

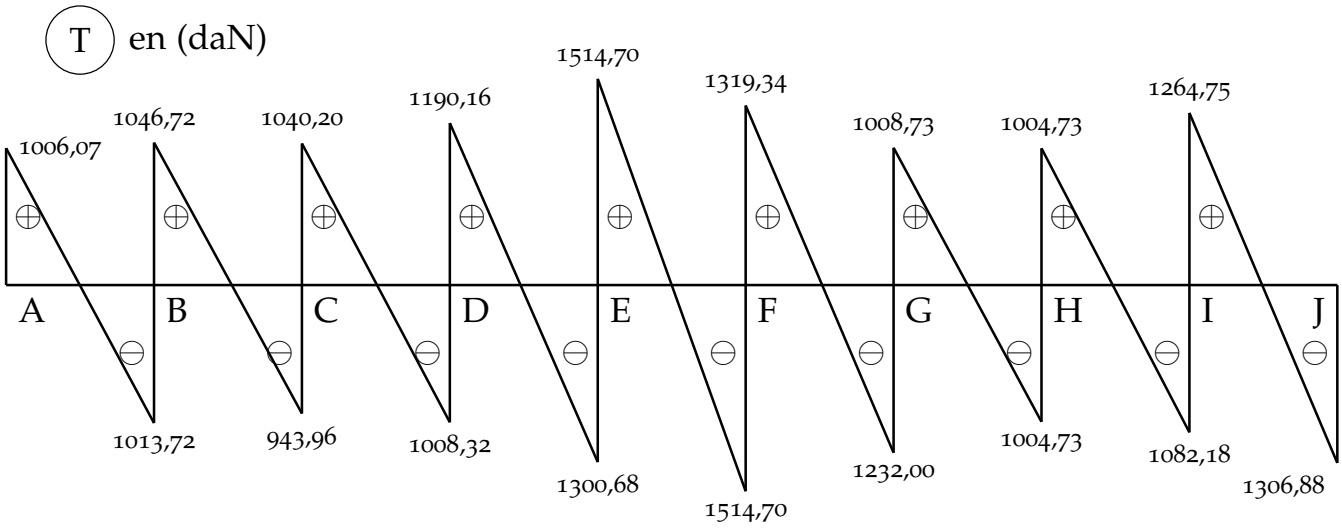


Figure 3.21 – *Diagramme des efforts tranchants à l'ELU*

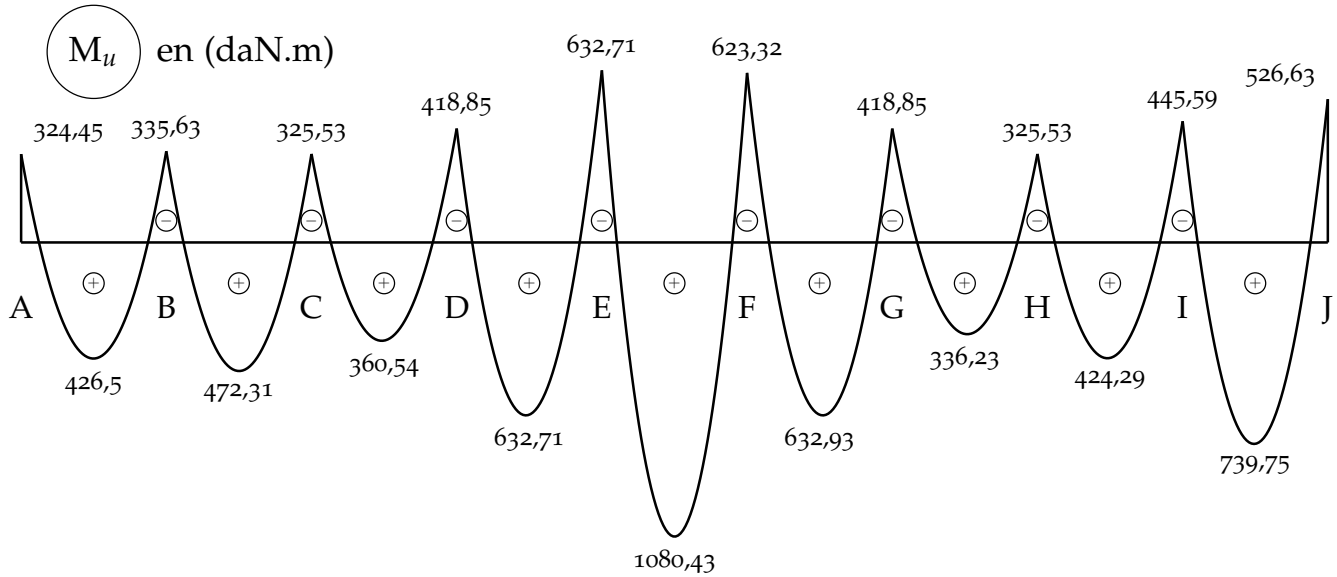


Figure 3.22 – *Diagramme des moments fléchissants à l'ELU*

3.6 Détermination des armatures longitudinales

3.6.1 Terrasse – Ciment (cas le plus défavorable)

En travée – Section en T

Largeur de table $b = 60$ cm, nervure $b_0 = 12$ cm, hauteur totale $h = 20$ cm, hauteur utile $d = 18$ cm (enrobage 2 cm).

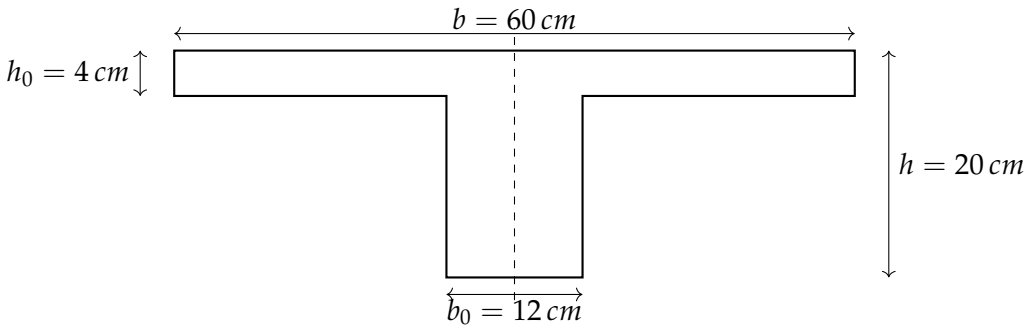


Figure 3.23 – *Section de calcul de la poutrelle en T.*

État limite ultime (ELU) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$\mu = \frac{M_u}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{108043}{600 \cdot 18^2 \cdot 14{,}2} = 0{,}039 < \mu_l = 0{,}392$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression ; la section de calcul est une section rectangulaire de dimensions $60 \cdot 20$ cm^2.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Acier FeE400 : A' n'existe pas, $\sigma_s = 347{,}8$ MPa.

$$A_s = \frac{M_u}{0{,}9\,d\,\sigma_s} = \frac{108043}{0{,}9 \cdot 18 \cdot 347{,}8} = 1{,}92 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0{,}23\,\frac{f_{t28}}{f_e}\,b_0\,d = 0{,}23 \cdot \frac{2{,}1}{400} \cdot 12 \cdot 18 = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_s = \max(1{,}92\,;\ 0{,}26) = 1{,}92$ cm^2.

Choix des armatures : 3T10 $\rightarrow A_t = 2{,}36$ cm^2.

État limite de service (ELS) La fissuration est peu nuisible : les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

En appui – Section rectangulaire $12 \cdot 20$ **cm**

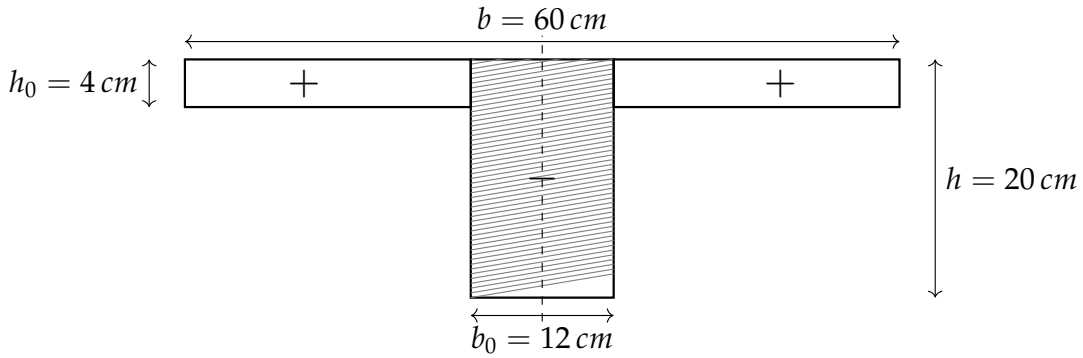


Figure 3.24 – *Section de calcul de la poutrelle en T en appui (zone tendue dans la nervure)*

La table de compression se trouve dans la partie tendue ($M < 0$) ; on néglige les ailettes et la section de calcul est rectangulaire $b_0 \cdot h$.

État limite ultime (ELU)

$$\mu = \frac{M_u}{b_0\, d^2\, f_{bc}} = \frac{62332}{120 \cdot 18^2 \cdot 14{,}2} = 0{,}0113 < \mu_l = 0{,}392$$

A' n'existe pas, $\sigma_s = 347{,}8$ MPa.

$$A_s = \frac{62332}{0{,}9 \cdot 18 \cdot 347{,}8} = 1{,}11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0{,}26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = \max(1{,}11\,;\ 0{,}26) = 1{,}11 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T12 $\rightarrow A_t = 3{,}39$ cm^2.

État limite de service (ELS) - Etat limite de service :

$$M^{\text{ser}}_{a_{\max}} = -453{,}04 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s.

Il nous suffit seulement de vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 \cdot f_{c28}$.

- Section rectangulaire sans A' - Flexion simple - Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M^u_a}{M^s_a} = \frac{623{,}32}{453{,}04} = 1{,}37$$

$$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1,37-1}{2}+\frac{25}{100}=0,435$$

$$\alpha=0,029<0,435\rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_b<\overline{\sigma}_b=15\,\text{MPa}$$

- Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

Conclusion : Les armatures calculées à l'état limite ultime (E.L.U) seront donc maintenues.

3.7 Détermination des armatures transversales

3.7.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{\max}\leq 0,267\cdot a\cdot b_0\cdot f_{c28}\cdot 10^2 \quad \text{avec} \quad a=0,9\cdot d$$

$$T_{\max}=15147,0\,\text{N}\leq 0,267\cdot 0,9\cdot 18\cdot 12\cdot 25\cdot 10^2=129762\,\text{N}$$

Condition vérifiée.

$\Rightarrow$ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

3.7.2 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (A_ℓ)

$$A_\ell\geq\frac{\gamma_s}{f_e}\left[T+\frac{M_u}{0,9\cdot d}\right]$$

$$A_l=2,35\geq\left[15147,0+\frac{-6233,2}{0,9\cdot 18}\right]\cdot\frac{1,15}{400}\cdot 10^{-2}$$

$$A_l=2,35\,\text{cm}^2\geq 0,424\,\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (A_ℓ).

3.7.3 Vérification de la perpendicularité des armatures transversales à la ligne moyenne

Condition de vérification

Vérification si : $\tau_u < \overline{\tau}_u$ **[BAEL 91/A.5.1,211]**

$$T_{u\,\max} = 1514,70\,\text{daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\,\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15147,0}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,70\,\text{MPa} \quad \textbf{[BAEL 91/A.5.1,1]}$$

Contrainte limite

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}\ ;\ 5\,\text{MPa})$ **[BAEL 91/A.5.1,211]**

$$\overline{\tau}_u = \min(3,25\,\text{MPa}\ ;\ 5\,\text{MPa}) = 3,25\,\text{MPa}$$

Vérification

$$\tau_u = 0,70\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25\,\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

3.7.4 Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}\ ,\ \frac{b_0}{10}\ ,\ \phi_{\ell\,\min}\right)$$

Avec : $\phi_{\ell\,\min}$: Diamètre minimal de l'armature longitudinale.

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}\ ,\ \frac{12}{10}\ ,\ 1\right)\ \text{cm}$$

$$\phi_t \geq \min(0,57\ ;\ 1,2\ ;\ 1)\,\text{cm} = 0,57\,\text{cm}$$

3.7.5 Choix des armatures

On prend $\phi_t = 6\,\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE215.

3.7.6 Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0\delta_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28}K)}{0,9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} & \text{[BAEL 91/A.5.1,23]} \\ \delta_t \leq \min(0,9d\ ;\ 40\,\text{cm}) & \text{[BAEL 91/A.5.1,22]} \\ \dfrac{A_t f_e}{b_0\delta_t} \leq 0,4\,\text{MPa} & \text{[BAEL 91/A.5.1,2]} \end{cases}$$

Cas de la flexion simple

Avec $K = 1$ (Flexion simple) **[BAEL 91/A.5.1,23]**

$$\frac{A_t}{b_0\delta_{t1}} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28}\cdot K)}{0,9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,9A_t\cdot f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}{\gamma_s\cdot b_0\cdot(\tau_u - 0,3f_{t28}\cdot K)}$$

Valeurs numériques :

- $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha = 1,\ \cos\alpha = 0$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06\cdot f_{c28} = 2,1\,\text{MPa}$
- $f_e = 235\,\text{MPa}$
- $\tau_u = 0,70\,\text{MPa}$
- A_t : Section des armatures transversales (flexion simple) $\Rightarrow K = 1$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,9\cdot 0,56\cdot 235}{1,15\cdot 12\cdot(0,70 - 0,3\cdot 2,1)}$$

$$\Rightarrow \delta_{t1} \leq 122,61\,\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d\ ;\ 40\,\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18\ ;\ 40)\,\text{cm} = \min(16,2\ ;\ 40)\,\text{cm} = 16,2\,\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,4\,\text{cm}$$

3.7.7 Conclusion sur l'espacement

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}\ ;\ \delta_{t2}\ ;\ \delta_{t3}) = \min(122,61\ ;\ 16,2\ ;\ 27,4)\,\text{cm} = 16,2\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prend } \delta_t = 15\,\text{cm}$$

3.8 Vérification de la flèche

Suivant les règles B.A.E.L.91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées.

3.8.1 Vérification de la nécessité du calcul de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2,35}{f_e}$$

3.8.2 Vérification pour le plancher terrasse

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,0444 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

3.8.3 Conclusion sur la nécessité du calcul

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ⇒ le calcul de la flèche est nécessaire.

3.8.4 Calcul de la flèche

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < \Delta f_{t\,\max}$$

Définitions :

— $(f_{gv} - f_{ji})$: La flèche due aux charges permanentes

— $(f_{pi} - f_{gi})$: La flèche due aux surcharges d'exploitation

— Δf_t : La flèche totale

— $\Delta f_{t\,\max}$: La flèche admissible

$$\Delta f_{t\,\max} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9\,\text{cm}$$

Données

— $1000\varepsilon_s = 10$: La charge permanente après mise en place des cloisons

— $1000\varepsilon_l$: (Plancher terrasse)

— $\sigma_s = \dfrac{f_s}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1,15} = 348\,\text{MPa}$

Formules des flèches partielles

$$f_{gv} = \frac{M_g \ell^2}{10 E_v \cdot I_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \ell^2}{10 E_i \cdot I_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \ell^2}{10 E_i \cdot I_{gi}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \ell^2}{10 E_i \cdot I_{\Phi i}}$$

3.8.5 Calcul des moments fléchissants

$$M_g = M_j = 0,70 \cdot M_{0g} = 0,70 \cdot \frac{432 \cdot (4,5)^2}{8} = 765,45\,\text{daN.m}$$

$$M_p = 0,70 \cdot M_{0p} = 0,70 \cdot \frac{492 \cdot (4,5)^2}{8} = 871,76\,\text{daN.m}$$

3.8.6 Modules de déformations longitudinaux

$$E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19\,\text{MPa}$$

$$E_{v28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\,\text{MPa}$$

3.8.7 Calcul du moment d'inertie (I_0)

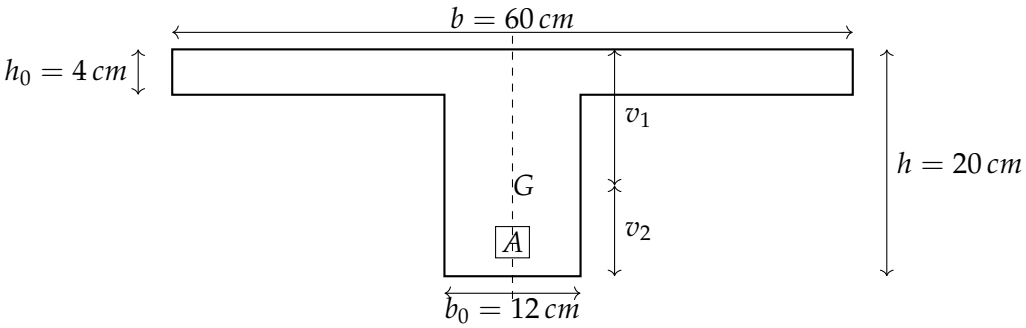


Figure 3.25 – *Section de calcul du moment d'inertie.*

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \qquad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(h_0 \cdot b \cdot 2) + (16 \cdot b_0 \cdot 12) + (15 \cdot A \cdot d)}{(h_0 \cdot b) + ((h - h_0) \cdot b_0) + (15 \cdot A)}$$

$$V_1 = \frac{(4 \cdot 60 \cdot 2) + (16 \cdot 12 \cdot 12) + (15 \cdot 2,35 \cdot 18)}{(4 \cdot 60) + ((20 - 4) \cdot 12) + (15 \cdot 2,35)} = 7,32\,\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68\,\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,32^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,68^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18 - 7,32)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 19434,53\,\text{cm}^4$$

3.8.8 Calcul des contraintes d'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

Calcul de ρ, ρ_1 et β_1

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 d} = 100 \cdot \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 1,1 \quad \Rightarrow \rho = 0,011$$

$$\text{Tableau} \Rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{7707,65}{2,35 \cdot 0,856 \cdot 18} = 211,38\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{8717,62}{2,35 \cdot 0,856 \cdot 18} = 240,75\,\text{MPa}$$

3.8.9 Calcul de μ_g, μ_j, μ_p

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec $f_{t28} = 2,1$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 211,38 + 2,1} = 0,322$$

3.8.10 Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f)

$$I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,011} = 3,67$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,011} = 1,47$$

$$I_{fgv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 1,1 \cdot \frac{19434,53}{1 + 1,47 \cdot 0,322} = 14509,87\,\text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 1,1 \cdot \frac{19434,53}{1 + 3,67 \cdot 0,322} = 9798,59\,\text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 1,1 \cdot \frac{19434,53}{1 + 3,67 \cdot 0,289} = 10374,48\,\text{cm}^4$$

3.8.11 Calcul des flèches partielles

$$f_{gv} = \frac{M_g \ell^2}{10 E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{7654,5 \cdot 450^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 14509,87} = 0,99\,\text{cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \ell^2}{10 E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{7654,5 \cdot 450^2}{10 \cdot 32164,19 \cdot 9798,59} = 0,49\,\text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \ell^2}{10 E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{7654,5 \cdot 450^2}{10 \cdot 32164,19 \cdot 9798,59} = 0,49\,\text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \ell^2}{10 E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{8717,76 \cdot 450^2}{10 \cdot 32164,19 \cdot 10374,48} = 0,53\,\text{cm}$$

3.8.12 Calcul de la flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,99 - 0,49) + (0,53 - 0,49) = 0,54\,\text{cm}$$

3.8.13 Conclusion sur la flèche

$$\Delta f_t = 0,54\,\text{cm} < \Delta f_{t\,\max} = \frac{450}{500} = 0,9\,\text{cm}$$

La flèche est vérifiée

3.8.14 Terrasse – Brique

Moments en appuis

Table 3.6 – *Moments sur appuis – Terrasse brique (ELU et ELS)*

Type d'appui	Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
Appuis de rive	M_A	−331,64	−226,50
	M_J	−505,30	−366,97
Appuis intermédiaires	M_B	−322,38	−234,12
	M_C	−312,68	−227,08
	M_D	−402,31	−285,94
	M_E	−598,71	−434,81
	M_F	−598,71	−434,81
	M_G	−402,31	−285,94
	M_H	−312,68	−227,08
	M_I	−428,00	−310,00

Efforts tranchants

Table 3.7 – *Efforts tranchants – Terrasse brique (ELU)*

Travée	T_g (daN)	T_d (daN)
A–B	970,00	964,19
B–C	1002,65	996,39
C–D	904,12	965,94
D–E	1139,89	1246,05
E–F	1450,91	1450,91
F–G	1283,07	1180,28
G–H	965,94	904,12
H–I	962,32	1036,72
I–J	1211,43	1251,89

Abscisse x_0 du moment maximum

Table 3.8 – *Abscisses x_0 – Terrasse brique*

Travée	ELU (m)	ELS (m)
A–B	1,49	1,49
B–C	1,54	1,54
C–D	1,51	1,51
D–E	1,73	1,73
E–F	2,25	2,25
F–G	1,96	1,96
G–H	1,51	1,51
H–I	1,47	1,47
I–J	1,86	1,86

Moments fléchissants en travée

Table 3.9 – *Moments en travée – Terrasse brique*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	392,02	303,26
B–C	456,11	327,15
C–D	333,76	238,62
D–E	597,29	439,03
E–F	1033,40	757,51
F–G	597,51	439,03
G–H	334,11	238,62
H–I	428,84	263,33
I–J	708,09	493,12

Ferraillage – Terrasse brique

En travée – ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b\, d^2\, f_{bc}} = 0{,}037 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(A_{cal}\,;\; A_{\min}) = \max(1{,}68\,;\; 0{,}26) = 1{,}68 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 $\rightarrow A_t = 2{,}26$ cm^2.

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

En appui – ELU

$$\mu = 0{,}0217 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(0{,}966\,;\; 0{,}26) = 0{,}966 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 $\rightarrow A_t = 1{,}01$ cm^2.

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

3.8.15 Terrasse – Polystyrène

Moments en appuis

Table 3.10 – *Moments sur appuis – Terrasse polystyrène (ELU et ELS)*

Type d'appui	Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
Appuis de rive	M_A	−282,74	−205,04
	M_J	−458,43	−332,25
Appuis intermédiaires	M_B	−292,49	−211,97
	M_C	−283,69	−205,59
	M_D	−365,00	−258,89
	M_E	−543,18	−393,67
	M_F	−543,18	−393,67
	M_G	−365,00	−258,89
	M_H	−283,69	−205,59
	M_I	−388,31	−281,43

Moments fléchissants en travée

Table 3.11 – *Moments en travée – Terrasse polystyrène*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	366,45	266,03
B–C	400,68	291,01
C–D	292,23	213,29
D–E	536,23	392,38
E–F	928,56	678,61
F–G	536,43	392,31
G–H	292,54	213,29
H–I	376,14	272,32
I–J	635,39	460,94

Ferraillage – Terrasse polystyrène

En travée – ELU

$$\mu = 0{,}0336 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(1{,}51\,;\ 0{,}26) = 1{,}51 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T10 $\rightarrow A_t = 1{,}57$ cm^2.

En appui – ELU

$$\mu = 0{,}0197 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(0{,}876\,;\ 0{,}26) = 0{,}876 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 $\rightarrow A_t = 1{,}01$ cm^2.

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

3.8.16 Étage courant – Ciment

Moments en appuis

Table 3.12 – *Moments sur appuis – Étage courant, ciment (ELU et ELS)*

Type d'appui	Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
Appuis de rive	M_A	−267,50	−191,37
	M_J	−433,69	−310,31
Appuis intermédiaires	M_B	−276,69	−197,97
	M_C	−268,37	−192,02
	M_D	−345,30	−247,06
	M_E	−513,87	−367,67
	M_F	−513,87	−367,67
	M_G	−345,30	−247,06
	M_H	−268,37	−192,02
	M_I	−367,35	−262,84

Moments fléchissants en travée

Table 3.13 – *Moments en travée – Étage courant, ciment*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	318,10	231,26
B–C	357,66	259,80
C–D	245,23	178,86
D–E	469,84	341,70
E–F	814,05	590,66
F–G	469,84	341,70
G–H	245,23	178,86
H–I	313,20	227,98
I–J	554,62	402,73

Ferraillage – Étage courant, ciment

En travée – ELU

$$\mu = 0{,}0295 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(1{,}32\,;\ 0{,}26) = 1{,}32 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T8 $\rightarrow A_t = 1{,}51$ cm^2.

En appui – ELU

$$\mu = 0{,}0186 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(0{,}828\,;\ 0{,}26) = 0{,}828\ \text{cm}^2$$

Choix : 2T8 $\rightarrow A_t = 1{,}01\ \text{cm}^2$.

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

3.8.17 Étage courant – Brique

Moments en appuis

Table 3.14 – *Moments sur appuis – Étage courant, brique (ELU et ELS)*

Type d'appui	Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
Appuis de rive	M_A	$-254{,}69$	$-181{,}88$
	M_J	$-412{,}93$	$-294{,}93$
Appuis intermédiaires	M_B	$-263{,}45$	$-188{,}16$
	M_C	$-255{,}52$	$-182{,}50$
	M_D	$-328{,}77$	$-234{,}81$
	M_E	$-489{,}27$	$-349{,}45$
	M_F	$-489{,}27$	$-349{,}45$
	M_G	$-328{,}77$	$-234{,}81$
	M_H	$-255{,}52$	$-182{,}50$
	M_I	$-349{,}76$	$-249{,}81$

Moments fléchissants en travée

Table 3.15 – *Moments en travée – Étage courant, brique*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	299,25	217,28
B–C	336,67	244,24
C–D	230,10	167,66
D–E	441,84	320,96
E–F	766,89	555,73
F–G	441,84	320,96
G–H	230,10	167,66
H–I	294,34	214,00
I–J	522,19	378,70

Ferraillage – Étage courant, brique

En travée – ELU

$$\mu = 0{,}0278 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(1{,}24\,;\ 0{,}26) = 1{,}24\ \text{cm}^2$$

Choix : 2T10 $\rightarrow A_t = 1{,}57\ \text{cm}^2$.

En appui – ELU

$$\mu = 0{,}0177 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(0{,}788\,;\ 0{,}26) = 0{,}788 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10 $\rightarrow A_t = 0{,}79$ cm^2.

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

3.8.18 Étage courant – Polystyrène

Moments en appuis

Table 3.16 – *Moments sur appuis – Étage courant, polystyrène (ELU et ELS)*

Type d'appui	Appui	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
Appuis de rive	M_A	$-225{,}76$	$-160{,}46$
	M_J	$-366{,}70$	$-260{,}20$
Appuis intermédiaires	M_B	$-233{,}55$	$-165{,}99$
	M_C	$-226{,}52$	$-161{,}01$
	M_D	$-291{,}46$	$-207{,}16$
	M_E	$-433{,}74$	$-308{,}29$
	M_F	$-433{,}74$	$-308{,}29$
	M_G	$-291{,}46$	$-207{,}16$
	M_H	$-226{,}52$	$-161{,}01$
	M_I	$-310{,}06$	$-220{,}39$

Moments fléchissants en travée

Table 3.17 – *Moments en travée – Étage courant, polystyrène*

Travée	ELU (daN·m)	ELS (daN·m)
A–B	261,27	188,08
B–C	293,75	211,45
C–D	199,16	142,37
D–E	385,16	274,19
E–F	667,92	476,98
F–G	385,16	274,19
G–H	199,16	142,37
H–I	256,77	182,47
I–J	454,78	324,48

Ferraillage – Étage courant, polystyrène

En travée – ELU

$$\mu = 0{,}0242 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(1{,}08\,;\ 0{,}26) = 1{,}08 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12 $\rightarrow A_t = 1{,}13$ cm^2.

En appui – ELU

$$\mu = 0{,}0197 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_t = \max(0{,}876\,;\ 0{,}26) = 0{,}876 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 $\rightarrow A_t = 1{,}01$

ELS : fissuration peu nuisible, les armatures ELU sont maintenues.

3.9 Récapitulatif pour toutes les variantes

3.9.1 Récapitulatif des sollicitions

Table 3.18 – *Récapitulatif global des sollicitations maximales (ELU)*

Plancher	Variante	Mt (daN·m)	Ma (daN·m)	T (daN)
Terrasse (inaccessible)	Ciment	1080,43	623,32	1514,70
	Brique	1033,40	598,71	1450,91
	Polystyrène	928,56	543,18	1306,94
Étage courant	Ciment	814,05	513,87	1319,17
	Brique	766,89	489,27	1251,89
	Polystyrène	667,92	433,74	1127,76

3.9.2 Récapitulatif des ferraillages

Plancher terrasse

Table 3.19 – *Ferraillage des poutrelles – Plancher terrasse*

Variante	Zone	Armatures calculées (cm²)	Barres choisies	Section réelle (cm²)
Ciment	Travée	1,92	3T10	2,36
	Appui	1,11	2T10	1,57
Brique	Travée	1,68	2T12	2,26
	Appui	0,97	2T8	1,01
Polystyrène	Travée	1,51	2T10	1,57
	Appui	0,88	1T10	0,79

Plancher étage courant

Table 3.20 – *Ferraillage des poutrelles – Plancher étage courant*

Variante	Zone	Armatures calculées (cm²)	Barres choisies	Section réelle (cm²)
Ciment	Travée	1,32	3T8	1,51
	Appui	0,83	2T8	1,01
Brique	Travée	1,24	2T10	1,57
	Appui	0,79	1T10	0,79
Polystyrène	Travée	1,08	1T12	1,13
	Appui	0,70	1T10	0,79

3.10 Analyse comparative des variantes de plancher à corps creux

Cette section présente une analyse comparative globale des résultats obtenus pour les trois variantes de plancher à corps creux étudiées (hourdis ciment, hourdis brique et hourdis polystyrène). L'objectif est d'évaluer l'influence du type de plancher sur les sollicitations et le ferraillage des poutrelles, afin d'identifier la solution la plus performante d'un point de vue structural et économique.

L'analyse porte successivement sur les moments fléchissants (en travée et sur appuis), les efforts tranchants ainsi que les sections d'armatures longitudinales. Cette démarche permet d'identifier les tendances globales et de quantifier l'impact de l'allègement des planchers sur la réponse structurelle.

3.10.1 Comparaison des moments fléchissants et efforts tranchants

Comparaison des moments fléchissants en travée

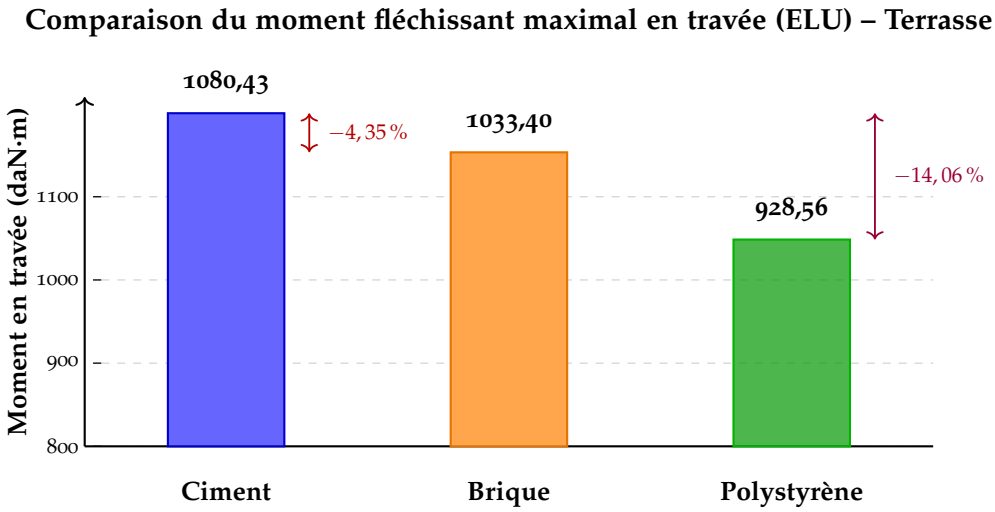


Figure 3.26 – *Comparaison du moment fléchissant maximal en travée (ELU) – Plancher terrasse*

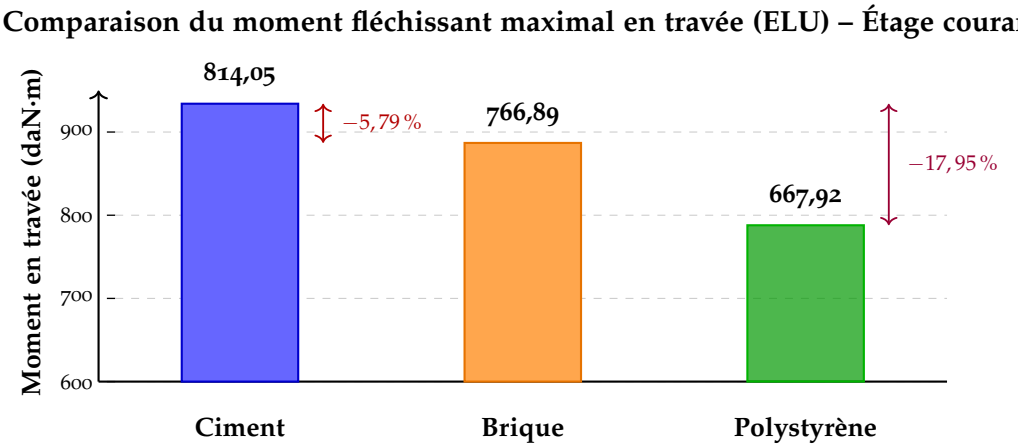


Figure 3.27 – *Comparaison du moment fléchissant maximal en travée (ELU) – Plancher étage courant*

Les moments fléchissants en travée obtenus par la méthode de Caquot pour les trois variantes sont présentés aux Figures 3.26 et 3.27. On constate une diminution progressive des moments lorsque la masse du plancher diminue.

Pour le plancher terrasse, le moment en travée passe de 1080,43 daN·m pour la variante ciment à 1033,40 daN·m pour la variante brique, puis à 928,56 daN·m pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ **4,35 %** et **14,06 %** par rapport à la variante ciment.

Pour le plancher étage courant, le moment en travée passe de 814,05 daN·m (ciment) à 766,89 daN·m (brique) puis à 667,92 daN·m (polystyrène), soit une réduction d'environ **5,79 %** et **17,95 %**.

Comparaison des moments fléchissants sur appui

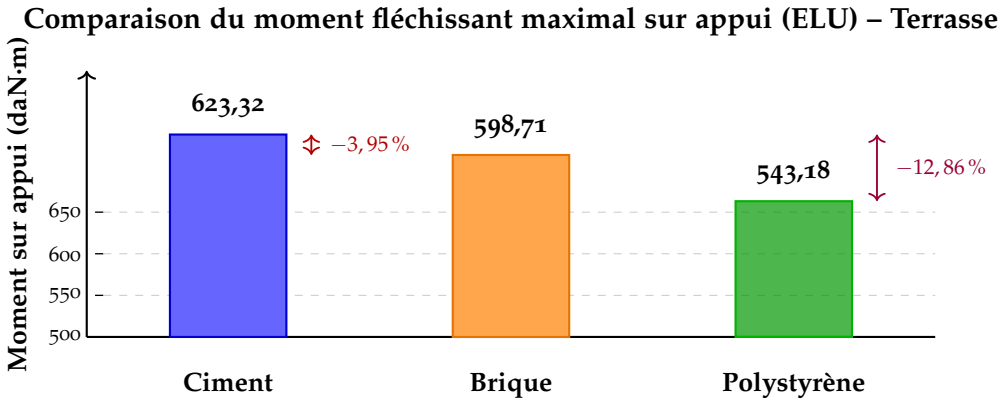


Figure 3.28 – *Comparaison du moment fléchissant maximal sur appui (ELU) – Plancher terrasse*

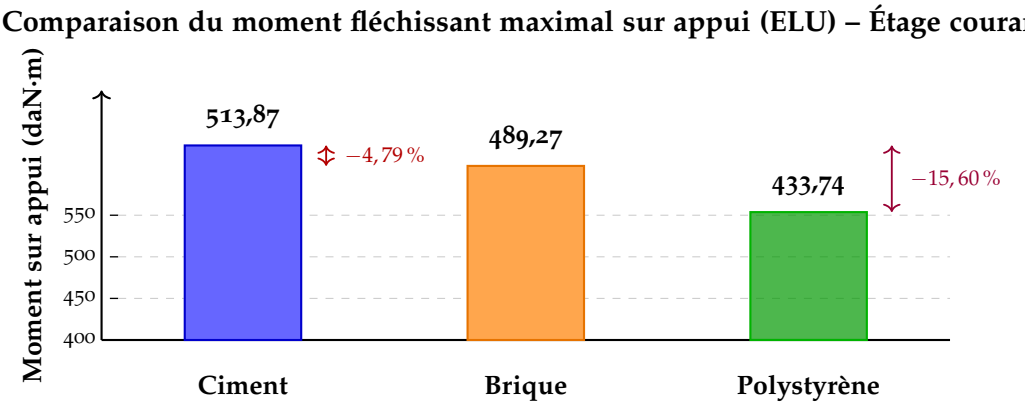


Figure 3.29 – *Comparaison du moment fléchissant maximal sur appui (ELU) – Plancher étage courant*

Les moments fléchissants sur appui obtenus par la méthode de Caquot pour les trois variantes sont présentés aux Figures 3.28 et 3.29. La même tendance à la diminution est observée.

Pour le plancher terrasse, le moment sur appui passe de 623,32 daN·m (ciment) à 598,71 daN·m (brique) puis à 543,18 daN·m (polystyrène), soit une réduction d'environ **3,95 %** et **12,86 %**.

Pour le plancher étage courant, le moment sur appui passe de 513,87 daN·m (ciment) à 489,27 daN·m (brique) puis à 433,74 daN·m (polystyrène), soit une réduction d'environ **4,79 %** et **15,60 %**.

Comparaison des efforts tranchants

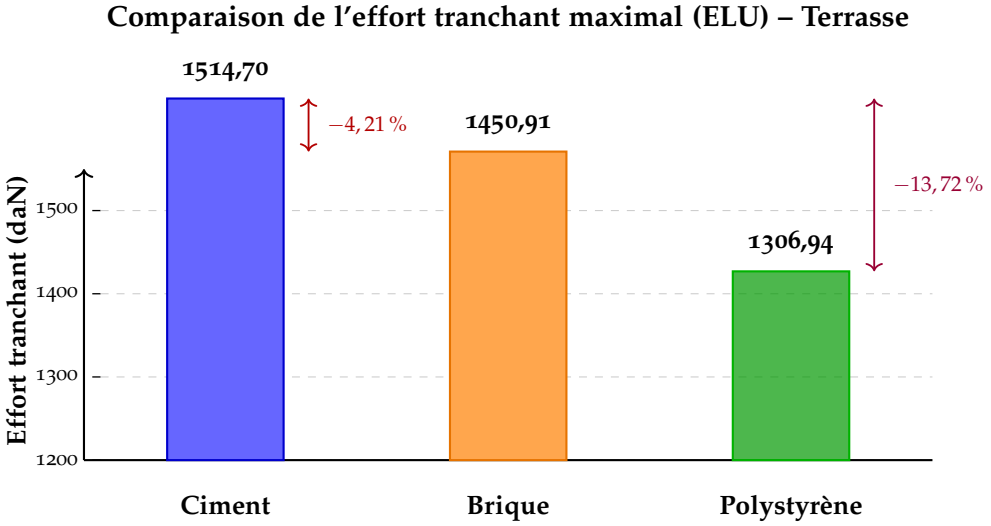


Figure 3.30 – *Comparaison de l'effort tranchant maximal (ELU) – Plancher terrasse*

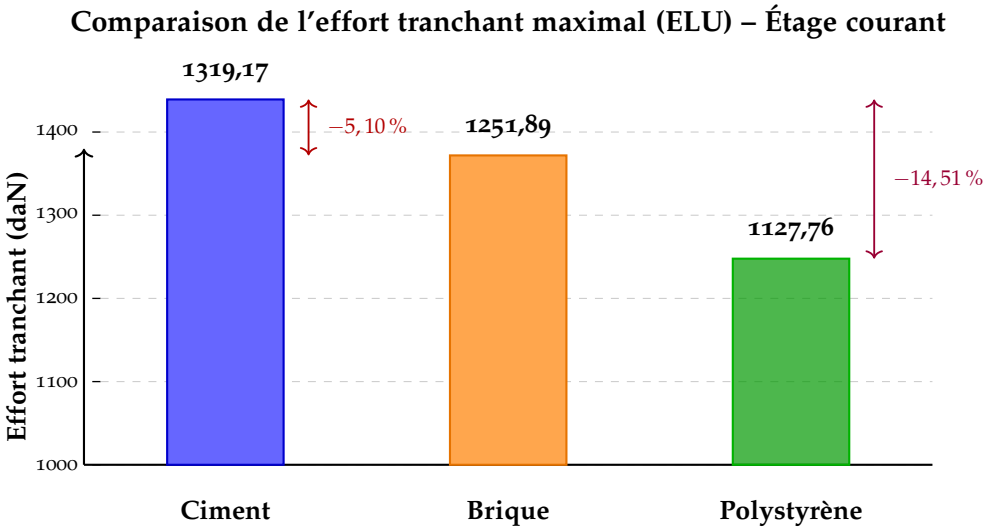


Figure 3.31 – *Comparaison de l'effort tranchant maximal (ELU) – Plancher étage courant*

Les efforts tranchants maximaux obtenus par la méthode de Caquot pour les trois variantes sont présentés aux Figures 3.30 et 3.31. On constate également une diminution progressive des efforts lorsque la masse du plancher diminue.

Pour le plancher terrasse, l'effort tranchant passe de 1514,70 daN (ciment) à 1450,91 daN (brique) puis à 1306,94 daN (polystyrène), soit une réduction d'environ **4,21 %** et **13,72 %**.

Pour le plancher étage courant, l'effort tranchant passe de 1319,17 daN (ciment) à 1251,89 daN (brique) puis à 1127,76 daN (polystyrène), soit une réduction d'environ **5,10 %** et **14,51 %**.

Synthèse de l'analyse comparative

Ces résultats montrent que l'allègement du plancher (passage du ciment au polystyrène) permet de réduire significativement les sollicitations dans les poutrelles, avec une diminution moyenne de l'ordre de **14% à 18%**. Toutefois, les écarts entre les variantes ciment et brique restent modérés (de l'ordre de 4 à 5%), ce qui les rend quasi équivalentes en termes de sollicitations.

La variante polystyrène apparaît ainsi comme la plus performante d'un point de vue mécanique, permettant une réduction notable des moments et efforts tranchants, ce qui se traduit par une diminution des sections d'acier nécessaires au ferraillage des poutrelles.

Ainsi, malgré l'influence de la masse du plancher sur les sollicitations, les trois variantes restent structurellement valables. Toutefois, le polystyrène se distingue comme le choix le plus efficace pour minimiser les efforts internes et optimiser le dimensionnement des armatures.

3.11 Dessin de ferraillage

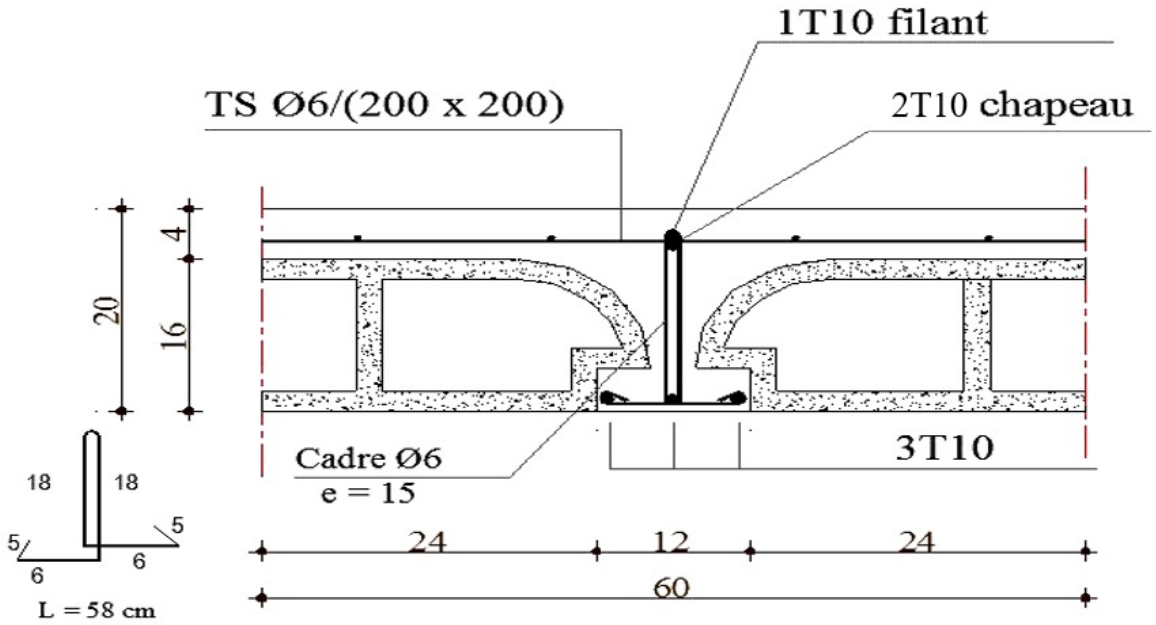


Figure 3.32 – *Ferraillage de poutrelle (exemple pour la variante ciment)*

4

CHAPITRE IV :

Étude sismique selon le RPA 2024

4.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2 Méthodes de calcul

Selon l'article **4.1.1** du RPA 2024, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

— Méthode statique équivalente ;

— Méthode dynamique modale spectrale.

4.2.1 Méthode statique équivalente

Conditions d'application (RPA 2024, art. 4.1.2) La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
2. Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées ci-dessus, les conditions complémentaires indiquées au Tableau 4.1 du RPA 2024.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone V), il sera classé au groupe d'usage 2.

4.2.2 Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA 2024), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

— Catégorie S1 (site rocheux) ;

— Catégorie S2 (site ferme) ;

— Catégorie S3 (site meuble) ;

— Catégorie S4 (site très meuble).

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S3** (site meuble).

4.2.3 Méthode dynamique modale spectrale

Notre bâtiment, situé en zone V, a une hauteur totale de **33,66 m**, valeur supérieure à la limite de 32 m imposée par le RPA 2024. Par conséquent, la méthode statique équivalente n'est pas autorisée pour cette structure.

Choix de la méthode d'analyse dynamique L'article 4.1.3 du RPA 2024 précise que la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas permise. C'est donc cette méthode que nous retenons pour l'étude sismique de notre bâtiment. Elle permet de prendre en compte la contribution des modes supérieurs de vibration et de respecter les exigences réglementaires pour les structures de grande hauteur en zone sismique élevée.

Principe (RPA 2024, art. 3.3.3) Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure R, ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité Q_F.

4.2.4 Modélisation

La méthode d'analyse retenue étant la méthode modale spectrale, la modélisation de la structure est réalisée à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis **Robot Structural**

Analysis. Ce logiciel permet de discrétiser la structure en un maillage d'éléments finis (MEF) et d'introduire directement le spectre de réponse défini au § 3.3 du RPA 2024.

Notre structure est représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical), conformément à l'article 4.3.2 du RPA 2024.

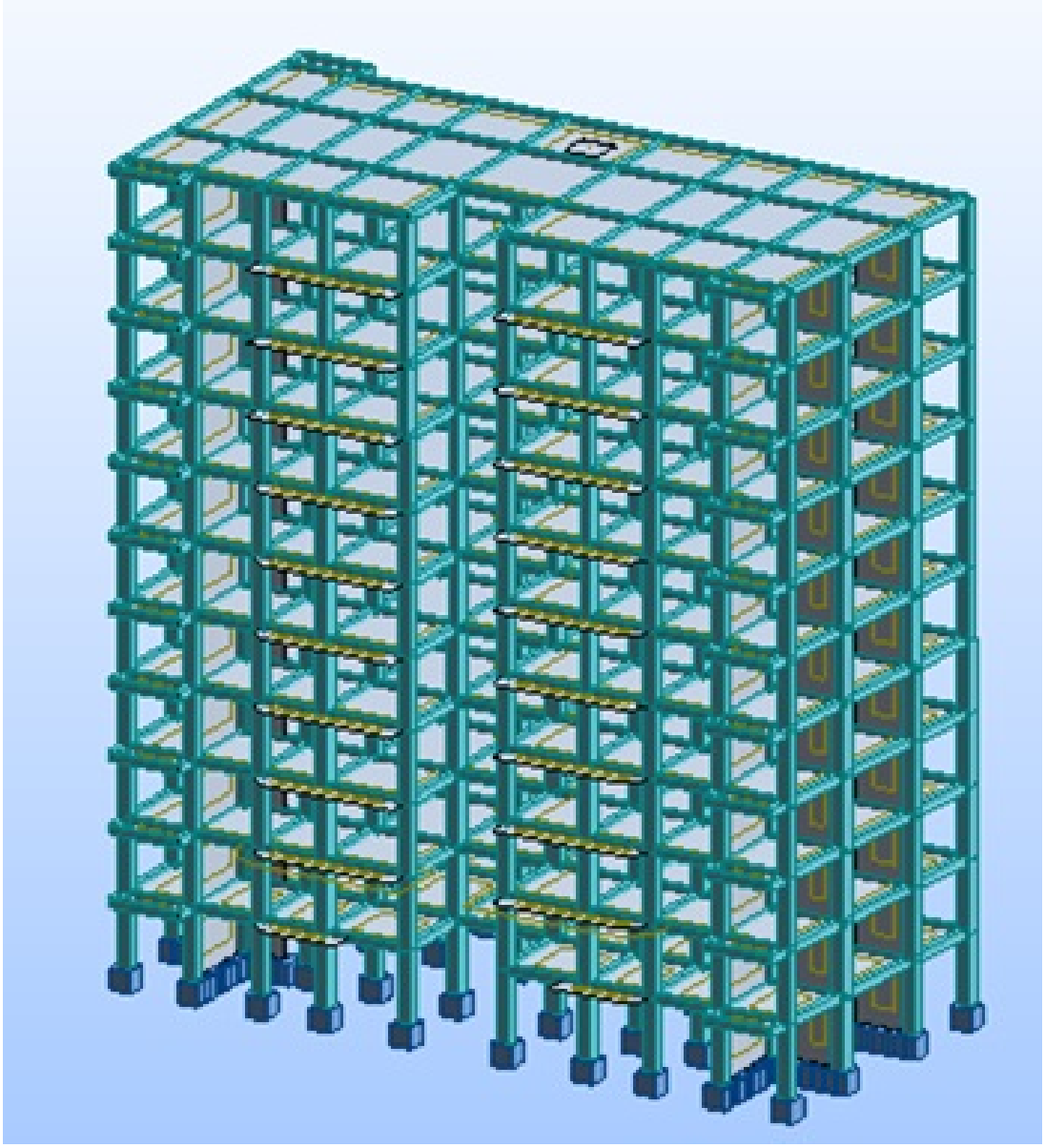


Figure 4.1 – *Interface du logiciel Robot Structural Analysis*

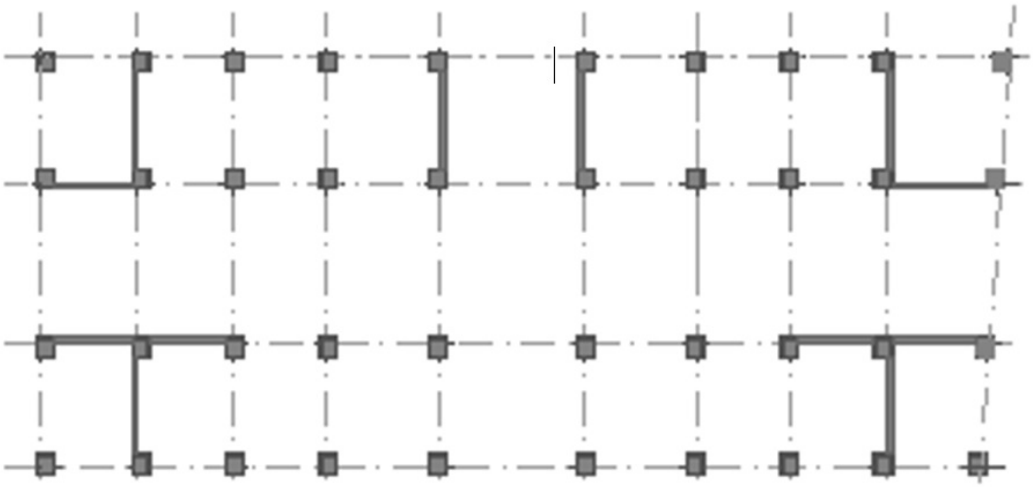


Figure 4.2 – *Disposition des voiles dans le modèle*

Classification du projet

Paramètre	Valeur	Référence
Zone sismique	Zone V	Tab. 3.2
Catégorie de site	S3	§3.2
Coefficient d'accélération A	0,250	Tab. 3.2
Coefficient de site S	1,300	Tab. 3.3/3.4
Coefficient d'importance I	1,000	Tab. 3.10
Système de contreventement	Mixte équiv. voiles	Tab. 3.17
Coefficient de comportement R	4,500	Tab. 3.17
Facteur de qualité Q_F	1,000	§3.7
Amortissement ξ (%)	5	Tab. 3.9
Coefficient η	0,764	§3.4
Catégorie qualité	b	§3.7

Table 4.1 – *Paramètres de classification — RPA 2024 §3*

Spectres de réponse élastiques (§3.3 RPA 2024)

Paramètres des spectres horizontaux

Les périodes caractéristiques pour un site S3 et un spectre de type 1 (zones IV, V, VI) sont données dans le Tableau 3.3 du RPA 2024 :

Paramètre	Valeur	Définition
T_1	0,150 s	Début du palier d'accélération constante
T_2	0,600 s	Fin du palier d'accélération constante
T_3	2,000 s	Fin de la branche en $1/T$

Table 4.2 – *Paramètres spectraux — Site S3 (Tab. 3.3)*

Formulation du spectre élastique horizontal (§3.3.1)

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A\,I\,S\left[1 + \dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta - 1\right)\right] & 0 \le T < T_1 \\ 2{,}5\,A\,I\,S\,\eta & T_1 \le T < T_2 \\ 2{,}5\,A\,I\,S\,\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T < T_3 \\ 2{,}5\,A\,I\,S\,\eta\left(\dfrac{T_2 T_3}{T^2}\right) & T \ge T_3 \end{cases}$$

Application numérique :

$$\frac{S_{ae}}{g}(0) = A\,I\,S = 0{,}250 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}300 = 0{,}325\ g$$

$$\frac{S_{ae}}{g}(T_2) = 2{,}5\,A\,I\,S\,\eta = 2{,}5 \cdot 0{,}250 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}300 \cdot 0{,}764 = 0{,}621\ g$$

Formulation du spectre de calcul horizontal (§3.3.3)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \dfrac{A\,I\,S}{R}\left[\dfrac{2}{3} + \dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\dfrac{Q_F}{R} - \dfrac{2}{3}\right)\right] & 0 \le T < T_1 \\ \dfrac{A\,I\,S}{R} \cdot 2{,}5\,\dfrac{Q_F}{R} & T_1 \le T < T_2 \\ \dfrac{A\,I\,S}{R} \cdot 2{,}5\,\dfrac{Q_F}{R} \cdot \dfrac{T_2}{T} & T_2 \le T < T_3 \\ \dfrac{A\,I\,S}{R} \cdot 2{,}5\,\dfrac{Q_F}{R} \cdot \dfrac{T_2 T_3}{T^2} & T \ge T_3 \end{cases}$$

avec $\dfrac{S_{ad}}{g}(T) \ge 0{,}2\,A\,I$.
Numériquement ($R = 4{,}5$, $Q_F = 1$) :

$$\frac{S_{ad}}{g}(0) = \frac{A\,I\,S}{R} \cdot \frac{2}{3} = \frac{0{,}250 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}300}{4{,}500} \cdot \frac{2}{3} = 0{,}048\ g$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_2) = \frac{A\,I\,S}{R} \cdot 2,5\,\frac{Q_F}{R} = \frac{0,250 \cdot 1,000 \cdot 1,300}{4,500} \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{4,500} = 0,040\ g$$

$$0,2\,A\,I = 0,050\ g \quad \Rightarrow \quad \frac{S_{ad}}{g}(T) \geq 0,050\ g$$

Coefficient d'accélération verticale

Selon le Tableau 5.1 du RPA 2024 (§5.2.2), pour la zone V et la catégorie d'usage 2 (groupe 3), on a $A_v = 0,180$. L'action verticale est obligatoire si $A_v \cdot I > 0,25\,g$. Ici, $A_v \cdot I = 0,180\,g$, donc le spectre vertical n'est pas obligatoire ; il est donné à titre indicatif.

Formulation du spectre élastique vertical (§3.3.2)

Paramètres verticaux (site S3, spectre type 1, Tab. 3.7) : $T_{1v} = 0,05$ s, $T_{2v} = 0,40$ s, $T_{3v} = 1,0$ s, $\alpha = 0,6$.

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v\,I\left[1 + \dfrac{T}{T_{1v}}(2,5\eta - 1)\right] & 0 \leq T < T_{1v} \\ 2,5\,A_v\,I\,\eta & T_{1v} \leq T < T_{2v} \\ 2,5\,A_v\,I\,\eta\left(\dfrac{T_{2v}}{T}\right)^{\alpha} & T_{2v} \leq T < T_{3v} \\ 2,5\,A_v\,I\,\eta\left(\dfrac{T_{2v}T_{3v}}{T^2}\right)^{\alpha} & T \geq T_{3v} \end{cases}$$

Application numérique :

$$\frac{S_{ve}}{g}(0) = A_v\,I = 0,180\ g$$

$$\frac{S_{ve}}{g}(T_{2v}) = 2,5\,A_v\,I\,\eta = 2,5 \cdot 0,180 \cdot 0,764 = 0,344\ g$$

Formulation du spectre de calcul vertical (§3.3.3)

Avec $S = 1$ et $Q_F = 1$ (Eq. 3.16) :

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} \dfrac{A_v\,I}{R}\left[\dfrac{2}{3} + \dfrac{T}{T_{1v}}\left(2,5 - \dfrac{2}{3}\right)\right] & 0 \leq T < T_{1v} \\ \dfrac{A_v\,I}{R} \cdot 2,5 & T_{1v} \leq T < T_{2v} \\ \dfrac{A_v\,I}{R} \cdot 2,5\left(\dfrac{T_{2v}}{T}\right)^{\alpha} & T_{2v} \leq T < T_{3v} \\ \dfrac{A_v\,I}{R} \cdot 2,5\left(\dfrac{T_{2v}T_{3v}}{T^2}\right)^{\alpha} & T \geq T_{3v} \end{cases}$$

avec $\dfrac{S_{vd}}{g}(T) \geq 0,2\, A_v\, I = 0,036\ g$.

Numériquement :

$$\frac{S_{vd}}{g}(0) = \frac{A_v\, I}{R} \cdot \frac{2}{3} = \frac{0,180}{4,500} \cdot \frac{2}{3} = 0,027\ g$$

$$\frac{S_{vd}}{g}(T_{2v}) = \frac{A_v\, I}{R} \cdot 2,5 = \frac{0,180}{4,500} \cdot 2,5 = 0,100\ g$$

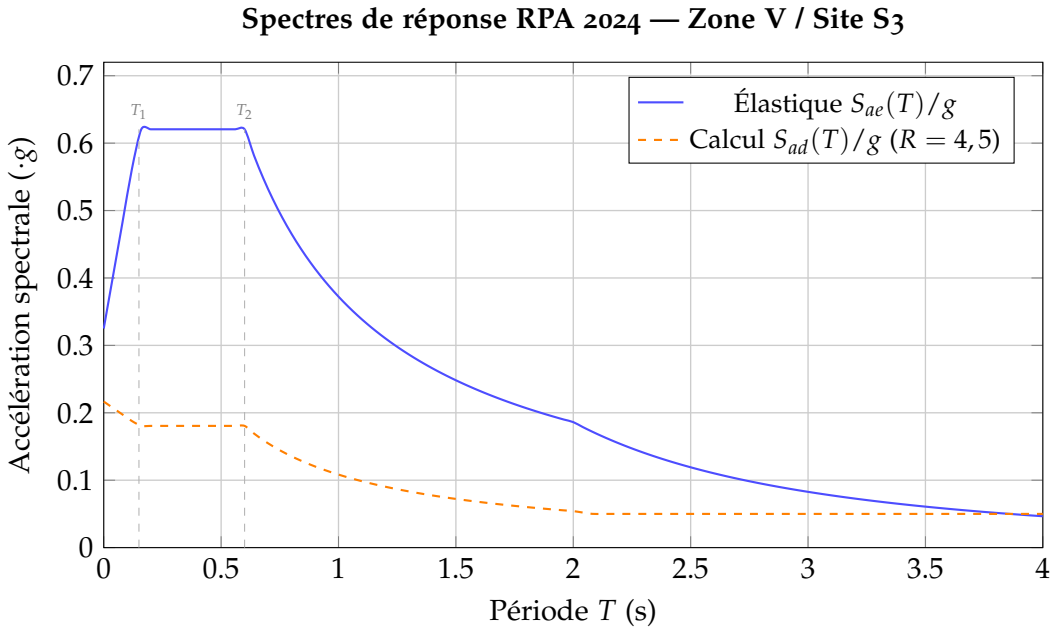


Figure 4.3 – *Spectres horizontal élastique et de calcul* — $A = 0,250$, $I = 1,000$, $S = 1,300$, $\eta = 0,764$, $R = 4,500$, $Q_F = 1,000$

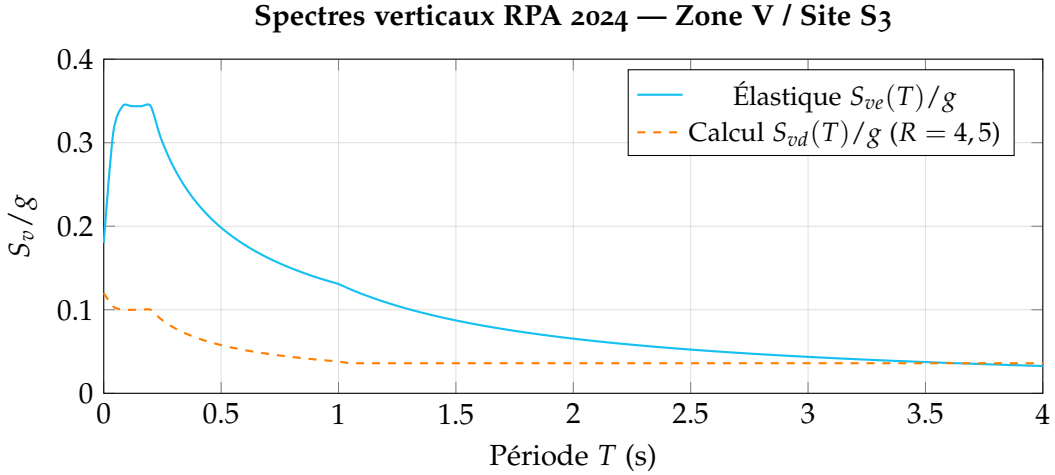


Figure 4.4 – *Spectres verticaux élastique et de calcul* — $A_v = 0,180$, $I = 1,000$, $\alpha = 0,6$, $S_{vd,\min} = 0,036\, g$

4.2.5 Nombre de modes à considérer

D'après le RPA 2024 (article 4.3.3) :

— La somme des masses modales effectives des modes retenus doit être au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure, ou tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % doivent être retenus. Le nombre minimal de modes est de trois (03) par direction.

— En cas d'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes k doit vérifier :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2\,\text{s}$$

avec N le nombre de niveaux au-dessus du sol.

Pour notre bâtiment ($N = 11$) : $k \geq 3\sqrt{11} \approx 9,95$. On retient donc $k \geq 10$ modes. Dans notre simulation, nous avons choisi **16 modes** car le 16e mode présente une masse modale prépondérante supérieure à 5 % (voir tableaux des masses modales).

4.3 Résultats de calcul

Les analyses modales ont été réalisées pour les trois variantes d'hourdis (ciment, brique, polystyrène). Les périodes et les facteurs de participation massique sont résumés dans les tableaux suivants.

Table 4.3 – *Périodes et facteurs de participation massique – Variante ciment*

Mode	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]
1	0,85	68,70	0,00	68,70	0,00
2	0,68	68,70	63,86	0,00	63,86
3	0,63	70,31	64,03	1,61	0,17
4	0,26	84,65	64,03	14,34	0,00
5	0,16	84,71	76,20	0,06	12,17
6	0,16	84,84	83,01	0,14	6,81
7	0,14	85,09	83,03	0,24	0,02
8	0,13	90,50	83,03	5,41	0,00
9	0,08	90,88	83,11	0,39	0,08
10	0,08	93,71	83,12	2,83	0,01
11	0,08	93,73	83,13	0,01	0,00
12	0,08	93,82	83,13	0,10	0,00
13	0,08	93,82	83,13	0,00	0,00
14	0,07	93,82	83,13	0,00	0,00
15	0,07	93,83	83,15	0,00	0,02
16	0,07	93,83	90,10	0,00	6,95

Table 4.4 – *Périodes et facteurs de participation massique – Variante brique*

Mode	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]
1	0,84	68,46	0,00	68,46	0,00
2	0,67	68,46	63,63	0,00	63,63
3	0,62	70,07	63,80	1,61	0,17
4	0,25	84,43	63,80	14,36	0,00
5	0,16	84,50	74,16	0,08	10,36
6	0,16	84,62	82,78	0,12	8,62
7	0,14	84,85	82,80	0,23	0,02
8	0,12	90,33	82,80	5,48	0,00
9	0,08	90,61	82,89	0,28	0,09
10	0,08	93,65	82,89	3,04	0,01
11	0,08	93,66	82,90	0,00	0,00
12	0,08	93,72	82,90	0,07	0,00
13	0,07	93,72	82,90	0,00	0,00
14	0,07	93,72	82,90	0,00	0,00
15	0,07	93,73	82,92	0,00	0,02
16	0,07	93,73	90,06	0,00	7,14

Table 4.5 – *Périodes et facteurs de participation massique – Variante polystyrène*

Mode	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]
1	0,81	67,87	0,00	67,87	0,00
2	0,64	67,87	63,06	0,00	63,06
3	0,60	69,49	63,22	1,62	0,16
4	0,24	83,88	63,22	14,40	0,00
5	0,15	84,01	68,77	0,12	5,55
6	0,15	84,08	82,21	0,07	13,44
7	0,13	84,28	82,24	0,21	0,02
8	0,12	89,92	82,24	5,64	0,00
9	0,08	90,07	82,33	0,15	0,09
10	0,08	93,45	82,33	3,38	0,00
11	0,07	93,45	82,34	0,00	0,01
12	0,07	93,49	82,34	0,03	0,00
13	0,07	93,49	82,35	0,00	0,01
14	0,07	93,49	82,36	0,00	0,01
15	0,07	93,49	82,36	0,00	0,00
16	0,07	93,49	89,65	0,00	7,30

Remarques

— La période fondamentale est $T = 0,85\,\text{s}$ (ciment), $0,84\,\text{s}$ (brique) et $0,81\,\text{s}$ (polystyrène).

— Les deux premiers modes sont des modes de translation, le troisième est un mode de torsion.

4.4 Vérifications réglementaires

Pour garantir la stabilité globale de la structure vis-à-vis du séisme, il est nécessaire de satisfaire six vérifications imposées par le RPA 2024 :

1. **Vérification de la participation massique** : la somme des masses modales effectives dans chaque direction horizontale doit atteindre au moins 90 % de la masse totale. Si ce seuil n'est pas atteint, la période du dernier mode considéré ne doit pas dépasser 0,2 s.

2. **Vérification de la période** : la période fondamentale calculée par analyse modale ne doit pas dépasser de plus de 30 % la période empirique.
3. **Vérification de l'effort tranchant à la base** : la résultante des forces sismiques issue de l'analyse modale doit être au moins égale à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.
4. **Vérification des déplacements inter-étages** : les déplacements relatifs (corrigés par le coefficient réducteur ν_A) doivent rester inférieurs aux limites fixées par l'article 5.10.
5. **Vérification de l'effet P-Δ** : l'indice θ_k doit être inférieur à 0,10 pour négliger les effets du second ordre.
6. **Vérification du risque de torsion** : si le troisième mode (mode de torsion) est nul ou négligeable, cette vérification n'est pas nécessaire. Dans le cas contraire, l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité ne doit pas dépasser 5 % de la dimension en plan correspondante, ou une analyse appropriée doit être menée.

4.4.1 Vérification de la participation massique

Selon l'article 4.3.3 du RPA 2024, la somme des masses modales effectives des modes retenus doit être au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure, dans chaque direction horizontale.

Pour les trois variantes d'hourdis étudiées, les masses modales cumulées (obtenues avec 16 modes) sont les suivantes :

— **Variante ciment** : Σ UX% $= 93,83\%$; Σ UY% $= 90,10\%$ (voir Tableau 4.3).

— **Variante brique** : Σ UX% $= 93,73\%$; Σ UY% $= 90,06\%$ (voir Tableau 4.4).

— **Variante polystyrène** : Σ UX% $= 93,49\%$; Σ UY% $= 89,65\%$ (voir Tableau 4.5).

Pour les variantes ciment et brique, la condition Σ UX% $\geq$ 90% et Σ UY% $\geq$ 90% est satisfaite dans les deux directions.

Pour la variante polystyrène, la somme cumulée en direction Y (89,65%) est légèrement inférieure à 90%. Toutefois, l'article 4.3.3 du RPA 2024 précise que, si la condition des 90 % n'est pas atteinte, on peut néanmoins retenir les modes si la période du dernier mode considéré est inférieure ou égale à $0,2\,\text{s}$.

Vérification du dernier mode : dans notre cas, le 16e mode a une période $T_{16} = 0,07\,\text{s} \leq 0,2\,\text{s}$. La condition est donc vérifiée. Les modes suivants (17e, etc.) ne sont pas nécessaires car leurs périodes sont encore plus faibles et leur contribution massique est négligeable.

4.4.2 Vérification de la période

Selon le RPA 2024 (art. 4.2.4), la période fondamentale calculée par analyse modale ne doit pas dépasser de plus de 30 % la période estimée par la formule empirique.

Pour notre bâtiment (contreventement mixte, $\xi = 10\%$, $\eta = 1$) :

— Période empirique (RPA 2024, Eq. 4.4) : $T_{\text{emp}} = C_T\, h_N^{3/4}$ avec $C_T = 0,05$ (voiles), $h_N = 33,66\,\text{m}$:

$$T_{\text{emp}} = 0,05 \cdot (33,66)^{3/4} = 0,698\,\text{s}$$

— Période dynamique (issue de l'analyse modale) : $T_{\text{dyn}} = 0,85\,\text{s}$ (variante ciment).

— Condition : $T_{\text{dyn}} \leq 1,3\, T_{\text{emp}}$.

$$1,3 \cdot 0,698 = 0,907\,\text{s} \quad \Rightarrow \quad 0,85\,\text{s} \leq 0,907\,\text{s}$$

La condition est donc vérifiée.

4.4.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon le RPA 2024 (article 4.3.5), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison modale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V. Si $V_t < 0,8\,V$, il faut amplifier tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) par le rapport $\dfrac{0,8\,V}{V_t}$.

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Pour notre bâtiment :

— $T_0(X) = 0,84\,\text{s}$, $T_0(Y) = 0,67\,\text{s}$; dans les deux cas $T_0 \leq 2\,T_2$ et le bâtiment a plus de 2 niveaux, donc $\lambda = 0,85$.

— Poids total W (donné par Robot) :

  — Ciment : $W = 4\,793\,300,50\,\text{kg} \approx 46\,974,34\,\text{kN}$

  — Brique : $W = 4\,664\,035,00\,\text{kg}$

  — Polystyrène : $W = 4\,372\,264,30\,\text{kg}$

— S_{ad}/g pour T_0 : valeur interpolée dans le spectre de calcul.

Les résultats sont rassemblés dans les tableaux suivants :

Table 4.6 – *Effort tranchant à la base – méthode statique équivalente*

Variante	**Direction**	$\mathbf{S_{ad}/g}$	**V** (kN)	**80% V** (kN)
Ciment	X	0,107	435,51	348,41
Ciment	Y	0,134	4524,58	3619,66
Brique	X	0,107	429,80	343,84
Brique	Y	0,134	538,20	430,56
Polystyrène	X	0,107	405,40	324,32
Polystyrène	Y	0,134	545,40	436,32

Table 4.7 – *Effort tranchant à la base – méthode modale (valeurs de calcul)*

Variante	**Spectre**	$\mathbf{F_x}$ (kN)	$\mathbf{F_y}$ (kN)	**V** (kN)	$\mathbf{0,8V < F}$?
Ciment	E_x	4097,34	601,69	444,40	Oui
Ciment	E_y	1343,89	4905,20	556,50	Oui
Brique	E_x	4028,77	592,04	429,80	Oui
Brique	E_y	1322,72	4817,21	538,20	Oui
Polystyrène	E_x	3871,59	569,66	405,40	Oui
Polystyrène	E_y	1273,95	4615,31	545,40	Oui

On constate que, pour toutes les variantes et dans les deux directions, l'effort tranchant issu de l'analyse modale est supérieur à 80 % de celui obtenu par la méthode statique équivalente. La condition réglementaire est donc vérifiée.

4.4.4 Déplacements inter-étages

Selon l'article 5.10 du RPA 2024, les déplacements relatifs doivent satisfaire :

$$\nu_A \, \Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

avec $\nu_A = 0,5$ (coefficient réducteur) et $\overline{\Delta}_k = 0,0075\, h_k$ pour un bâtiment en béton armé. $h_k = 3,06\,\text{m}$ donne $\overline{\Delta}_k = 0,0075 \cdot 306 = 2,295$ cm. On retient $\overline{\Delta}_k = 2,30$ cm.

Les déplacements relatifs $\Delta_{k,x}$ et $\Delta_{k,y}$ sont issus de l'analyse modale. La condition à vérifier est donc :

$$0,5 \cdot \Delta_{k,x} \leq 2,30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 0,5 \cdot \Delta_{k,y} \leq 2,30 \text{ cm}.$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Table 4.8 – *Déplacements inter-étages – Variante ciment*

Z (m)	$\delta_{\varepsilon x}$ (cm)	$\delta_{\varepsilon y}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,x}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,y}$ (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)
33,66	2,7	2,2	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
30,60	2,5	2,0	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
27,54	2,2	1,7	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
24,48	2,0	1,5	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
21,42	1,7	1,3	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
18,36	1,4	1,0	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
15,30	1,1	0,8	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
12,24	0,8	0,6	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
9,18	0,6	0,4	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
6,12	0,3	0,2	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
3,06	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	2,30

Table 4.9 – *Déplacements inter-étages – Variante brique*

Z (m)	$\delta_{\varepsilon x}$ (cm)	$\delta_{\varepsilon y}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,x}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,y}$ (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)
33,66	2,6	2,2	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
30,60	2,4	2,0	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
27,54	2,2	1,7	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
24,48	2,0	1,5	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
21,42	1,7	1,3	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
18,36	1,4	1,0	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
15,30	1,1	0,8	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
12,24	0,8	0,6	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
9,18	0,6	0,4	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
6,12	0,3	0,2	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
3,06	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	2,30

Table 4.10 – *Déplacements inter-étages – Variante polystyrène*

Z (m)	$\delta_{\varepsilon x}$ (cm)	$\delta_{\varepsilon y}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,x}$ (cm)	$\nu_A \Delta_{k,y}$ (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)
33,66	2,5	2,1	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
30,60	2,3	1,9	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
27,54	2,1	1,6	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
24,48	1,9	1,4	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
21,42	1,6	1,2	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
18,36	1,3	1,0	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
15,30	1,0	0,7	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
12,24	0,7	0,5	0,3	0,2	0,15	0,10	2,30
9,18	0,5	0,3	0,2	0,2	0,10	0,10	2,30
6,12	0,3	0,2	0,2	0,1	0,10	0,05	2,30
3,06	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	2,30

On constate que, dans tous les cas, $\nu_A \Delta_{k,x} \leq \overline{\Delta}_k$ et $\nu_A \Delta_{k,y} \leq \overline{\Delta}_k$. La condition réglementaire est donc **vérifiée** pour les trois variantes.

4.4.5 Effet P-Δ

Selon l'article 5.9 du RPA 2024, les effets du second ordre peuvent être négligés si :

$$\theta_k = \frac{|P_k| \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

où :

— P_k : charge verticale cumulée au-dessus du niveau considéré ;

— V_k : effort tranchant d'étage ;

— Δ_k : déplacement relatif d'étage ;

— h_k : hauteur d'étage.

Les vérifications ont été réalisées dans les deux directions principales du bâtiment pour les trois variantes étudiées. Afin de réduire l'encombrement des tableaux et faciliter la comparaison, les résultats des sens X et Y sont regroupés dans un tableau unique pour chaque variante.

Table 4.11 – *Vérification de l'effet P-Δ – Variante ciment*

Niveau	$h_k\,[m]$	$\lvert P_k\rvert\,[kN]$	**Sens X**				**Sens Y**			
			$\Delta_x\,[cm]$	$V_x\,[kN]$	θ_x	**Vérif.**	$\Delta_y\,[cm]$	$V_y\,[kN]$	θ_y	**Vérif.**
1	3,06	47467,64	0,2	4056,75	0,0076	Vérifiée	0,1	4782,53	0,0032	Vérifiée
2	3,06	42159,51	0,2	3933,42	0,0065	Vérifiée	0,2	4688,33	0,0059	Vérifiée
3	3,06	37741,24	0,3	3706,53	0,0100	Vérifiée	0,2	4465,18	0,0055	Vérifiée
4	3,06	33366,13	0,3	3436,88	0,0095	Vérifiée	0,2	4150,44	0,0053	Vérifiée
5	3,06	29070,49	0,3	3146,76	0,0091	Vérifiée	0,2	3815,19	0,0050	Vérifiée
6	3,06	24815,48	0,3	2868,24	0,0085	Vérifiée	0,2	3482,85	0,0047	Vérifiée
7	3,06	20639,94	0,3	2607,27	0,0078	Vérifiée	0,2	3142,77	0,0043	Vérifiée
8	3,06	16505,03	0,3	2339,48	0,0069	Vérifiée	0,2	2786,34	0,0039	Vérifiée
9	3,06	12487,00	0,2	2029,52	0,0040	Vérifiée	0,2	2412,65	0,0034	Vérifiée
10	3,06	8548,45	0,2	1621,23	0,0034	Vérifiée	0,1	1947,17	0,0014	Vérifiée
11	3,06	4652,24	0,1	1050,12	0,0014	Vérifiée	0,1	1254,82	0,0012	Vérifiée

Variante 2 : Hourdis brique

Table 4.12 – *Vérification de l'effet P-Δ – Variante brique*

Niveau	$h_k\,[m]$	$\lvert P_k\rvert\,[kN]$	**Sens X**				**Sens Y**			
			$\Delta_x\,[cm]$	$V_x\,[kN]$	θ_x	**Vérif.**	$\Delta_y\,[cm]$	$V_y\,[kN]$	θ_y	**Vérif.**
1	3,06	46199,98	0,2	3988,89	0,0076	Vérifiée	0,1	4697,28	0,0032	Vérifiée
2	3,06	40891,85	0,2	3864,48	0,0069	Vérifiée	0,2	4602,85	0,0058	Vérifiée
3	3,06	36599,73	0,3	3644,10	0,0099	Vérifiée	0,2	4386,41	0,0055	Vérifiée
4	3,06	32350,77	0,3	3381,76	0,0094	Vérifiée	0,2	4080,87	0,0052	Vérifiée
5	3,06	28181,29	0,3	3098,44	0,0089	Vérifiée	0,2	3754,53	0,0049	Vérifiée
6	3,06	24052,42	0,3	2824,32	0,0084	Vérifiée	0,2	3429,09	0,0046	Vérifiée
7	3,06	20003,04	0,3	2565,40	0,0077	Vérifiée	0,2	3093,83	0,0042	Vérifiée
8	3,06	15994,28	0,3	2298,43	0,0068	Vérifiée	0,2	2740,44	0,0038	Vérifiée
9	3,06	12102,40	0,2	1990,37	0,0040	Vérifiée	0,2	2369,30	0,0033	Vérifiée
10	3,06	8290,00	0,2	1588,14	0,0034	Vérifiée	0,1	1909,36	0,0014	Vérifiée
11	3,06	4519,95	0,1	1029,01	0,0014	Vérifiée	0,1	1230,48	0,0012	Vérifiée

Variante 3 : Hourdis polystyrène

Table 4.13 – *Vérification de l'effet P-Δ – Variante polystyrène*

Niveau	$h_k\,[m]$	$\lvert P_k\rvert\,[kN]$	**Sens X**				**Sens Y**			
			$\Delta_x\,[cm]$	$V_x\,[kN]$	θ_x	**Vérif.**	$\Delta_y\,[cm]$	$V_y\,[kN]$	θ_y	**Vérif.**
1	3,06	43338,68	0,2	3833,26	0,0074	Vérifiée	0,1	4501,59	0,0031	Vérifiée
2	3,06	38030,55	0,2	3706,19	0,0067	Vérifiée	0,2	4406,48	0,0056	Vérifiée
3	3,06	34023,18	0,3	3500,41	0,0096	Vérifiée	0,2	4205,03	0,0053	Vérifiée
4	3,06	30058,96	0,3	3254,40	0,0091	Vérifiée	0,2	3920,00	0,0050	Vérifiée
5	3,06	26174,22	0,3	2986,45	0,0086	Vérifiée	0,2	3613,67	0,0047	Vérifiée
6	3,06	22330,10	0,3	2722,36	0,0081	Vérifiée	0,2	3303,92	0,0044	Vérifiée
7	3,06	18565,46	0,3	2468,58	0,0074	Vérifiée	0,2	2979,92	0,0041	Vérifiée
8	3,06	14841,44	0,3	2204,10	0,0066	Vérifiée	0,2	2634,11	0,0037	Vérifiée
9	3,06	11234,31	0,2	1900,92	0,0039	Vérifiée	0,2	2269,60	0,0032	Vérifiée
10	3,06	7706,65	0,2	1512,94	0,0033	Vérifiée	0,1	1823,04	0,0014	Vérifiée
11	3,06	4221,34	0,1	981,18	0,0014	Vérifiée	0,1	1175,27	0,0012	Vérifiée

Les coefficients de stabilité θ_x et θ_y obtenus pour les trois variantes restent largement inférieurs à la limite réglementaire de $0,10$ imposée par le RPA 2024. Les valeurs maximales observées sont de l'ordre de $0,010$, soit environ dix fois plus faibles que la valeur limite. L'effet du second ordre demeure donc négligeable pour l'ensemble des configurations étudiées. La variante polystyrène présente les valeurs de θ les plus faibles grâce à la réduction des charges verticales, tandis que les variantes ciment et brique conduisent à des résultats très proches. La stabilité globale de la structure vis-à-vis des effets P-Δ est ainsi vérifiée dans les deux directions principales pour les trois variantes de plancher.

4.4.6 Justification de l'excentricité

D'après le RPA 2024, l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité ne doit pas dépasser 5 % de la dimension en plan correspondante :

$$|\Delta X| \leq 0,05\,L_x \quad ; \quad |\Delta Y| \leq 0,05\,L_y$$

Avec $L_x = 30,35\,\text{m}$, $L_y = 12,70\,\text{m}$, les limites sont respectivement $1,52\,\text{m}$ et $0,635\,\text{m}$.

Table 4.14 – *Vérification de l'excentricité*

Variante	$\lvert\Delta X\rvert$ (m)	$\lvert\Delta Y\rvert$ (m)	**Conclusion**
Ciment	0,052	0,099	Vérifiée
Brique	0,049	0,066	Vérifiée
Polystyrène	0,043	0,060	Vérifiée

4.5 Conclusion de la vérification de la stabilité sismique

L'étude sismique a été menée conformément aux prescriptions du RPA 2024. Les vérifications réglementaires (résultante des forces sismiques, déplacements inter-étages, effet $P-\Delta$, excentricité) sont toutes satisfaites pour les trois variantes d'hourdis.

Cette section constitue la conclusion de la vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis des actions sismiques pour les trois variantes étudiées (hourdis ciment, hourdis brique et hourdis polystyrène).

L'hourdis polystyrène présente des performances légèrement meilleures en termes de période fondamentale et de déplacements, ce qui confirme les conclusions du prédimensionnement. Les différences observées entre les trois variantes restent toutefois modérées et n'affectent pas de manière significative le comportement global de la structure.

La structure est donc apte à résister au séisme de calcul dans les trois configurations étudiées, avec un comportement global stable et conforme aux exigences réglementaires.

4.6 Analyse comparative

Introduction

Cette section présente une analyse comparative globale des résultats obtenus pour les trois variantes de plancher étudiées (hourdis ciment, hourdis brique et hourdis polystyrène). L'objectif est d'évaluer l'influence du type de plancher sur le comportement global de la structure, en considérant les principaux paramètres dynamiques et sismiques.

L'analyse porte successivement sur les périodes propres, les masses participantes, la masse totale de la structure, les efforts sismiques, les déplacements latéraux, les effets de second ordre ainsi que la régularité en plan à travers l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité. Cette démarche permet d'identifier les tendances globales et de quantifier l'impact de l'allègement des planchers sur la réponse structurelle.

4.6.1 Comparaison des périodes propres

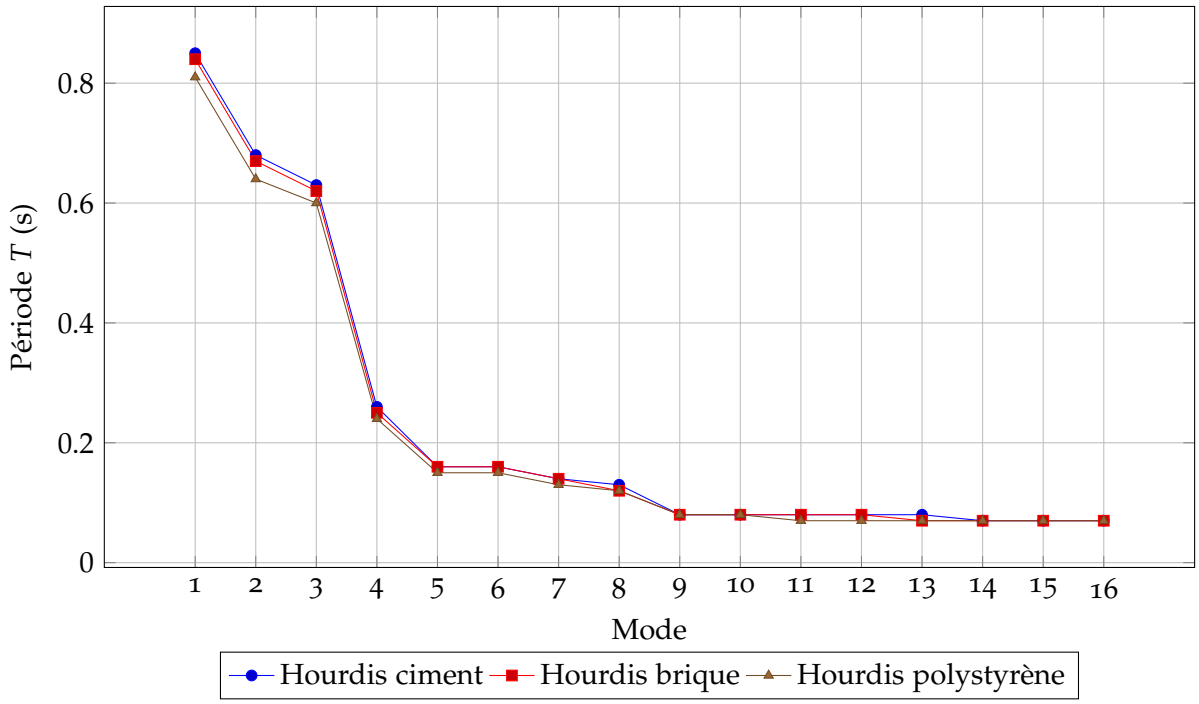


Figure 4.5 – *Comparaison des périodes propres des 16 premiers modes pour les trois variantes de plancher*

La Figure 4.5 présente l'évolution des périodes propres des seize premiers modes de vibration pour les trois variantes de plancher étudiées. On observe que les courbes conservent globalement la même allure, ce qui indique que le changement du type d'hourdis n'affecte pas de manière significative la forme modale de la structure. Toutefois, une légère diminution des périodes est constatée lorsque l'on passe de l'hourdis ciment à l'hourdis brique puis à l'hourdis polystyrène. Cette tendance est particulièrement visible pour le mode fondamental, dont la période passe de **0,85 s** pour la variante ciment à **0,84 s** pour la variante brique et à **0,81 s** pour la variante polystyrène. Cela correspond respectivement à une réduction d'environ **1,2 %** et **4,7 %** par rapport à la variante ciment. Cette diminution s'explique par la réduction de la masse globale de la structure induite par l'allègement du plancher. Néanmoins, les écarts observés demeurent faibles, ce qui montre que le comportement dynamique global du bâtiment reste très proche pour les trois variantes. On peut ainsi conclure que le choix du type d'hourdis influence légèrement les caractéristiques dynamiques de la structure, mais que les périodes propres obtenues restent du même ordre de grandeur et conduisent à des réponses sismiques globalement comparables.

4.6.2 Comparaison des participations massiques

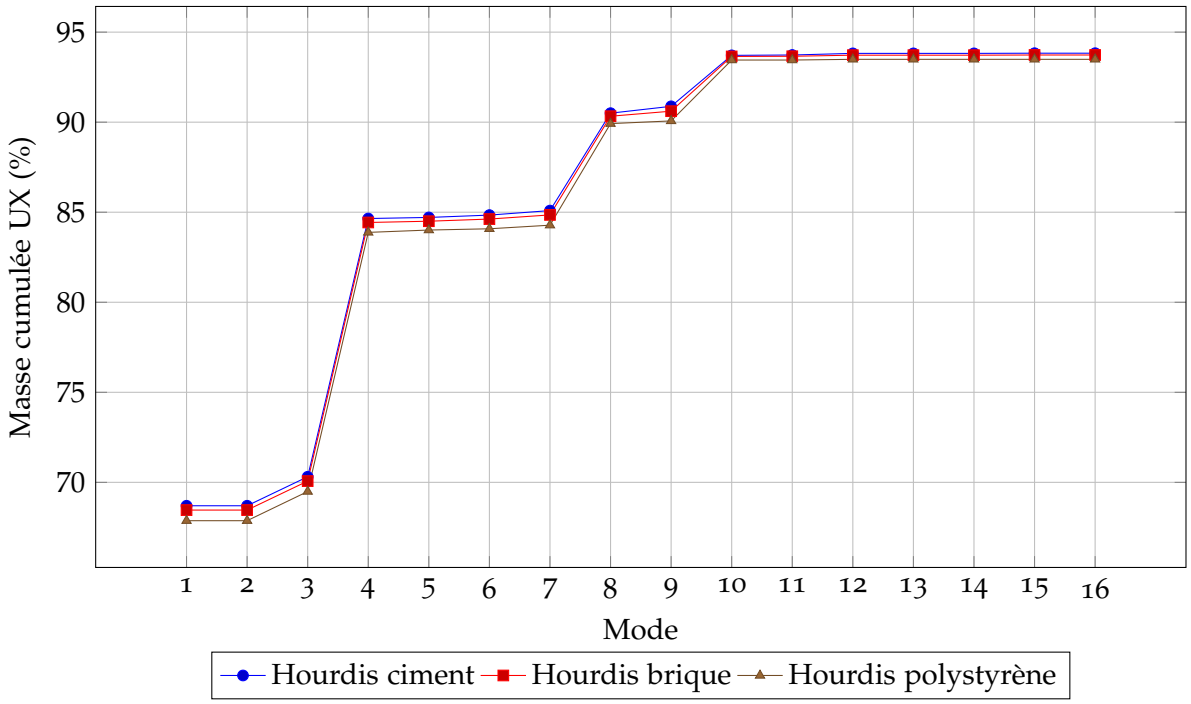


Figure 4.6 – *Comparaison des masses cumulées participantes suivant la direction UX*

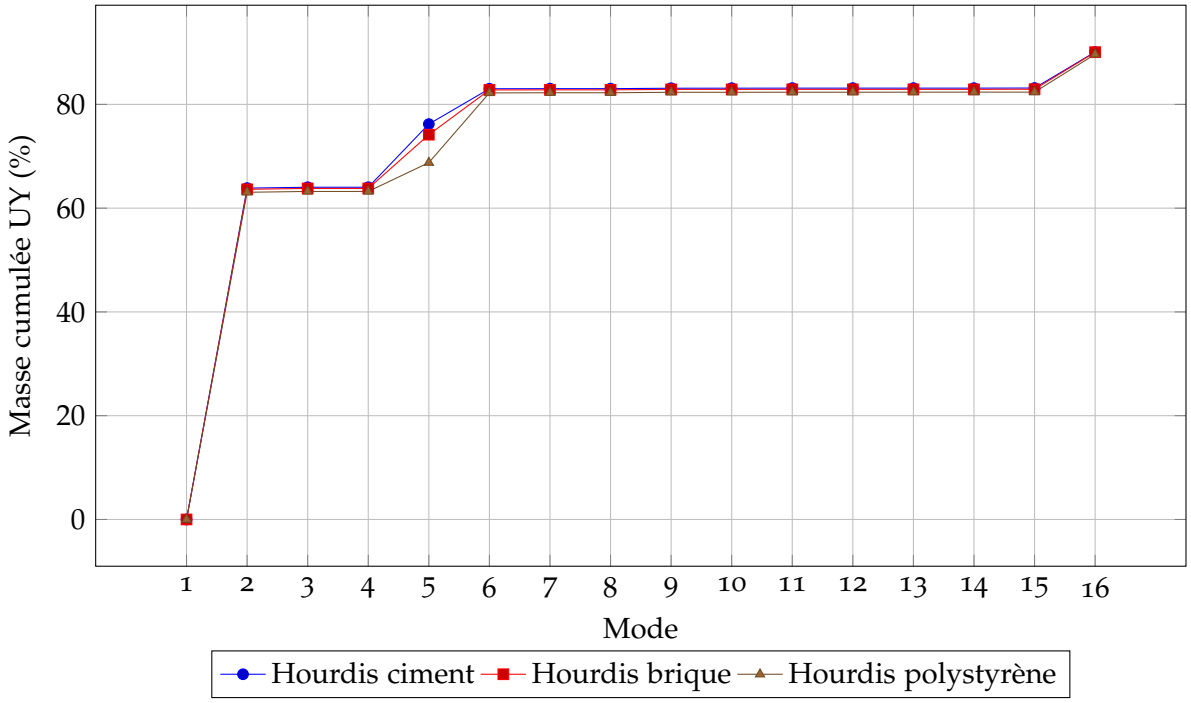


Figure 4.7 – *Comparaison des masses cumulées participantes suivant la direction UY*

Les Figures 4.6 et 4.7 présentent l'évolution des masses cumulées participantes selon les directions principales UX et UY pour les trois variantes étudiées. Les courbes obtenues sont très proches les unes des autres, ce qui montre que la répartition des masses et le

comportement dynamique global de la structure restent pratiquement inchangés malgré la variation du type d'hourdis. Dans la direction UX, plus de 90 % de la masse totale est mobilisée dès le dixième mode pour les trois variantes, tandis que dans la direction UY ce seuil est atteint au seizième mode. Les écarts observés entre les variantes ciment, brique et polystyrène demeurent faibles et n'excèdent généralement pas 1 % à 2 %. Ces résultats confirment que l'allègement progressif de la structure influence principalement les périodes propres, mais modifie très peu les facteurs de participation massique. On peut ainsi conclure que les trois variantes présentent des caractéristiques modales très similaires et satisfont les exigences de participation massique requises pour l'analyse dynamique modale.

4.6.3 Comparaison de la masse totale de la structure

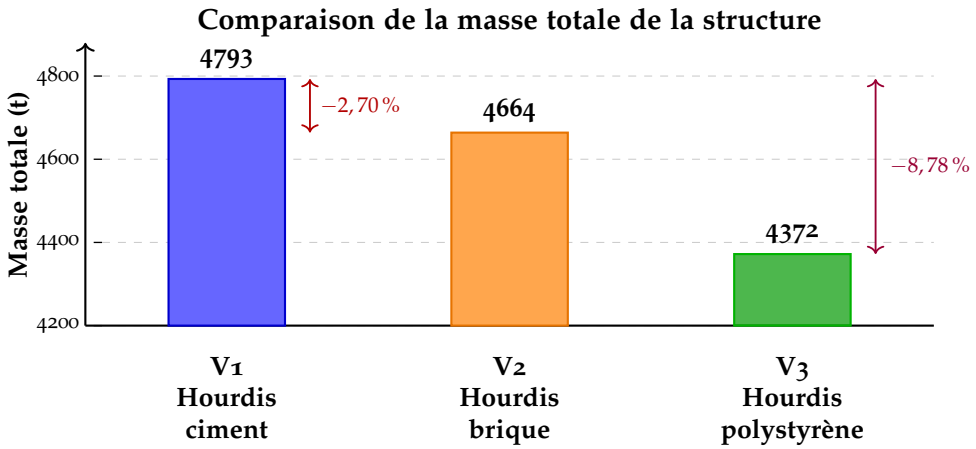


Figure 4.8 – *Comparaison de la masse totale de la structure pour les trois variantes de plancher*

La masse totale de la structure constitue un paramètre fondamental dans l'évaluation de l'action sismique puisqu'elle intervient directement dans le calcul des forces d'inertie. Les résultats obtenus montrent une diminution progressive de la masse totale lorsque l'on remplace l'hourdis ciment par un hourdis brique puis par un hourdis polystyrène. La variante brique présente une réduction de masse d'environ **2,70 %** par rapport à la variante ciment, tandis que la variante polystyrène permet une réduction d'environ **8,78 %**. Cette diminution se traduit par une réduction des charges gravitaires, des efforts sismiques et des sollicitations transmises aux éléments porteurs.

Ainsi, l'utilisation d'un hourdis allégé permet de réduire significativement la masse globale du bâtiment tout en conservant des caractéristiques dynamiques proches. Toutefois, malgré ces différences de masse, les exigences réglementaires du RPA conduisent généralement à des

dimensions finales d'éléments structuraux relativement proches, ce qui limite l'impact de cet allègement sur le dimensionnement global de l'ouvrage.

4.6.4 Comparaison des efforts tranchants à la base

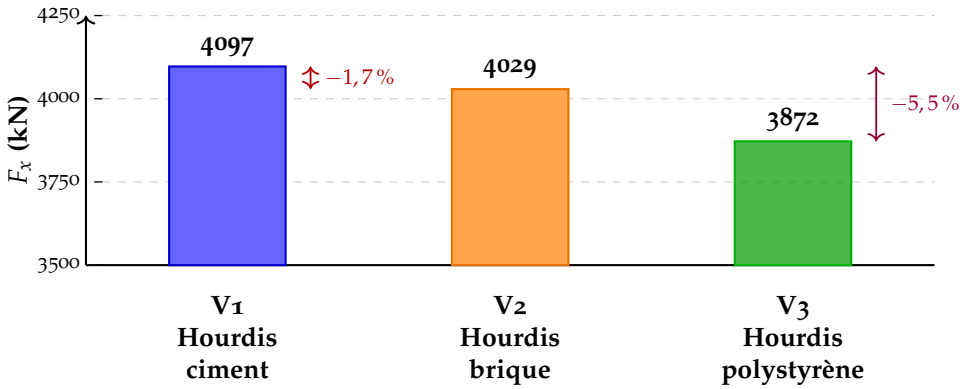


Figure 4.9 – *Comparaison de l'effort tranchant à la base suivant la direction X*

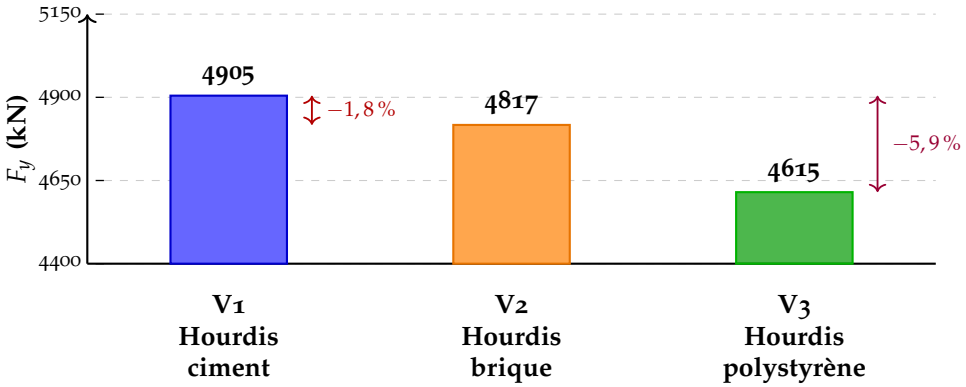


Figure 4.10 – *Comparaison de l'effort tranchant à la base suivant la direction Y*

Les efforts tranchants à la base obtenus par l'analyse modale spectrale pour les trois variantes sont présentés aux Figures 4.9 et 4.10. On constate une diminution progressive des efforts lorsque la masse du bâtiment diminue. Dans la direction X, l'effort tranchant passe de $4097,34$ kN pour la variante ciment à $4028,77$ kN pour la variante brique, puis à $3871,59$ kN pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ **1,7 %** et **5,5 %** par rapport à la variante ciment. Dans la direction Y, la même tendance est observée avec des réductions respectives d'environ **1,8 %** et **5,9 %**. Ces résultats montrent que l'allègement du plancher permet de réduire les forces sismiques transmises à la structure. Toutefois, les écarts restent modérés et les trois variantes conduisent à des niveaux d'efforts relativement proches. Ainsi, malgré l'influence de la masse sur la réponse dynamique, les exigences réglementaires du

RPA conduisent généralement à des dimensionnements finaux comparables des principaux éléments structuraux.

4.6.5 Comparaison des déplacements des étages

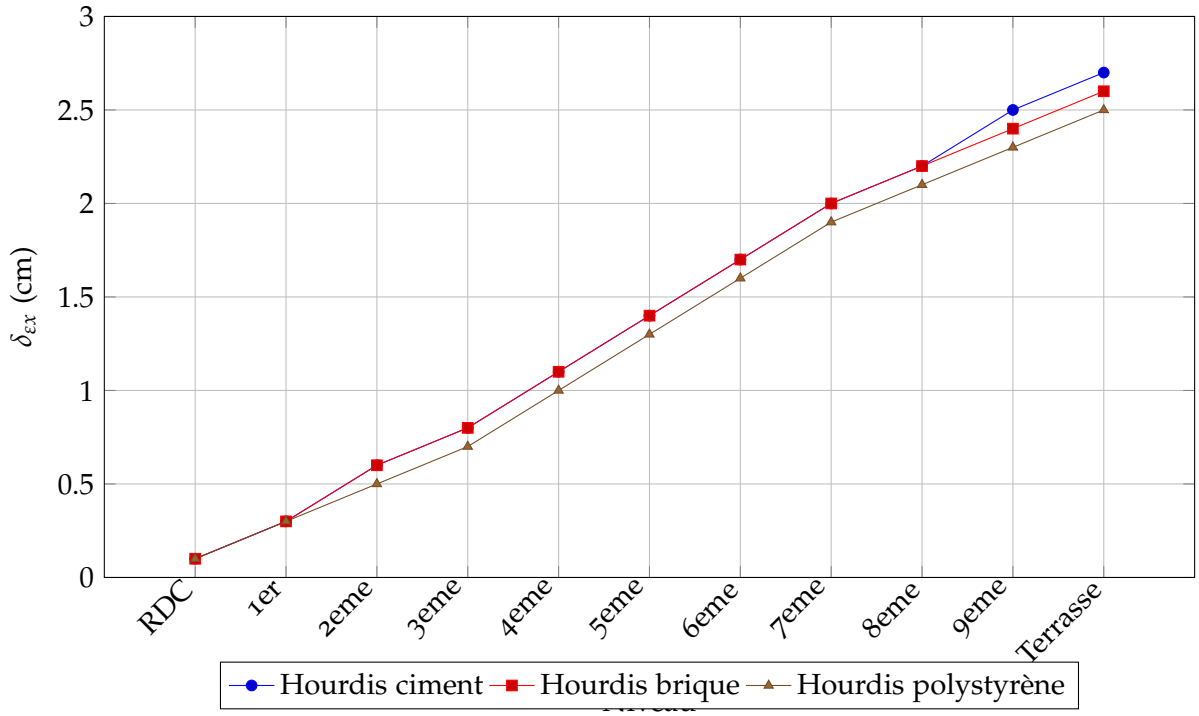


Figure 4.11 – *Comparaison des déplacements latéraux suivant l'axe X*

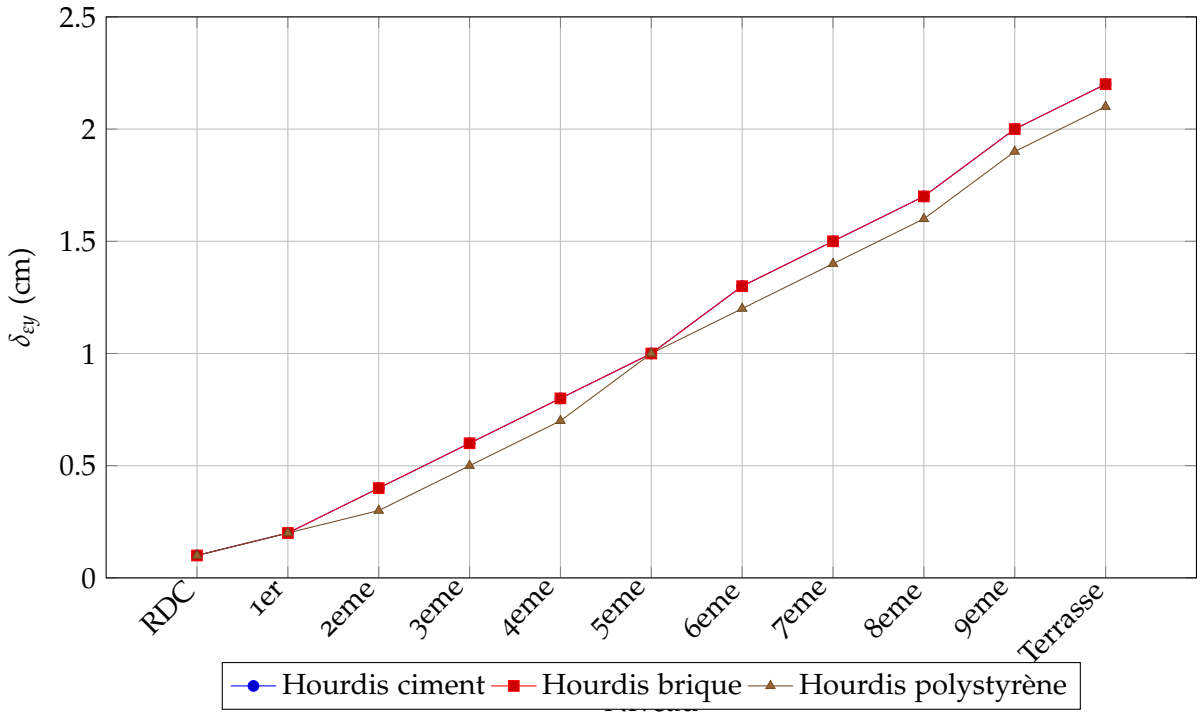


Figure 4.12 – *Comparaison des déplacements latéraux suivant l'axe Y*

Les figures 4.11 et 4.12 présentent l'évolution des déplacements latéraux des trois variantes suivant les directions principales de la structure.

Dans les deux directions, les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur pour atteindre leur valeur maximale au dernier niveau. La variante à hourdis ciment présente les déplacements les plus élevés, suivie de la variante à hourdis brique, tandis que la variante à hourdis polystyrène présente les plus faibles déplacements. Au sommet de la structure, le déplacement maximal selon l'axe X passe de 2,7 cm pour la variante ciment à 2,5 cm pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ 7,4 %. Selon l'axe Y, le déplacement maximal diminue de 2,2 cm à 2,1 cm, correspondant à une réduction d'environ 4,5 %. Cette diminution des déplacements résulte directement de la réduction de la masse sismique apportée par l'utilisation des hourdis plus légers. Toutefois, les écarts restent limités et les trois variantes présentent un comportement global très proche, avec des déplacements largement inférieurs aux limites réglementaires imposées par le RPA.

4.6.6 Comparaison du poids dynamique par étage

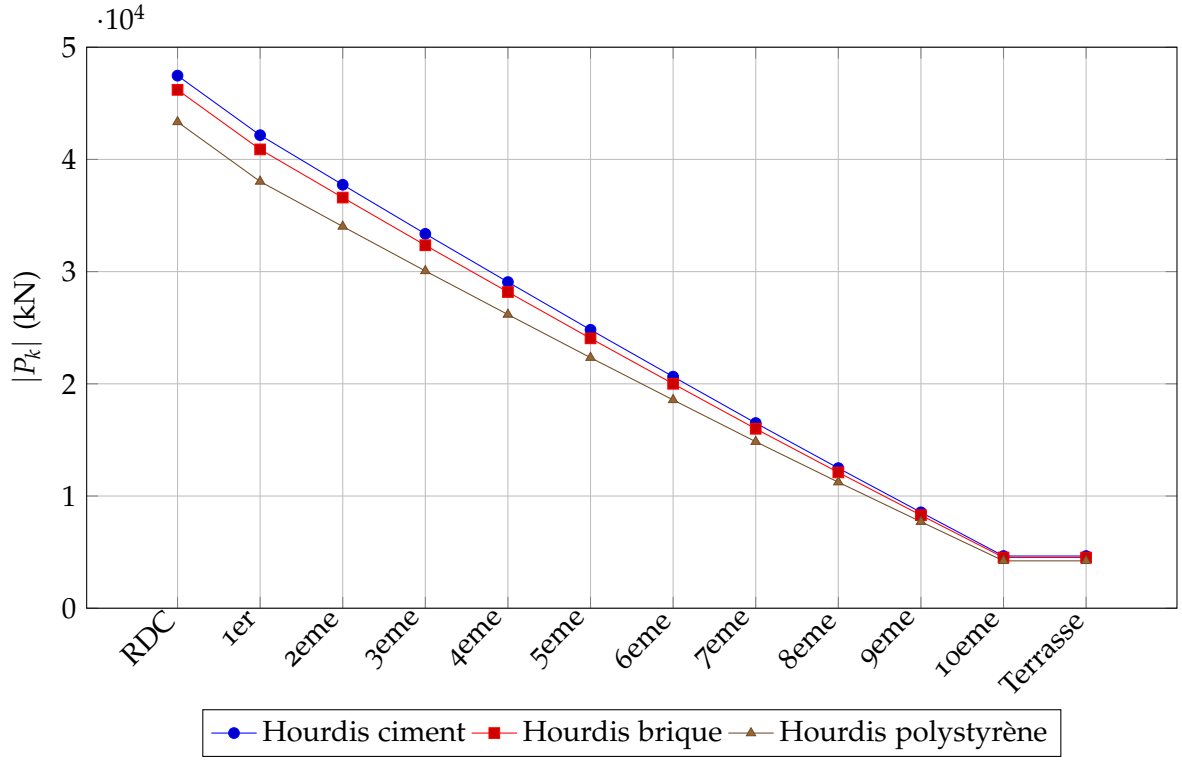


Figure 4.13 – *Comparaison du poids dynamique par étage selon les trois variantes*

La figure 4.13 présente la comparaison de la répartition du poids dynamique par étage pour les trois variantes étudiées.

On observe une diminution progressive du poids dynamique du bas vers le haut pour

l'ensemble des configurations. Cette évolution est conforme à la distribution des masses dans la structure, les étages inférieurs reprenant une part plus importante des charges accumulées.

La variante à hourdis ciment présente systématiquement les valeurs les plus élevées de poids dynamique à tous les niveaux, suivie de la variante à hourdis brique, tandis que la variante à hourdis polystyrène donne les valeurs les plus faibles. Cette différence s'explique directement par la variation de la masse des planchers, les hourdis en polystyrène étant nettement plus légers que ceux en brique et en ciment.

Au dernier niveau, le poids dynamique passe d'environ 4650 kN pour la variante ciment à environ 4220 kN pour la variante polystyrène, soit une réduction de l'ordre de 9 %. La variante brique présente des valeurs intermédiaires avec une réduction de l'ordre de 2 à 3 % par rapport à la variante ciment.

Cette réduction globale du poids dynamique entraîne directement une diminution des sollicitations sismiques dans la structure, tout en conservant une distribution verticale similaire entre les trois variantes. Ainsi, le choix du type d'hourdis influence principalement le niveau global de masse sismique sans modifier significativement la forme de la répartition des efforts le long de la hauteur.

4.6.7 Comparaison des efforts sismiques par étage

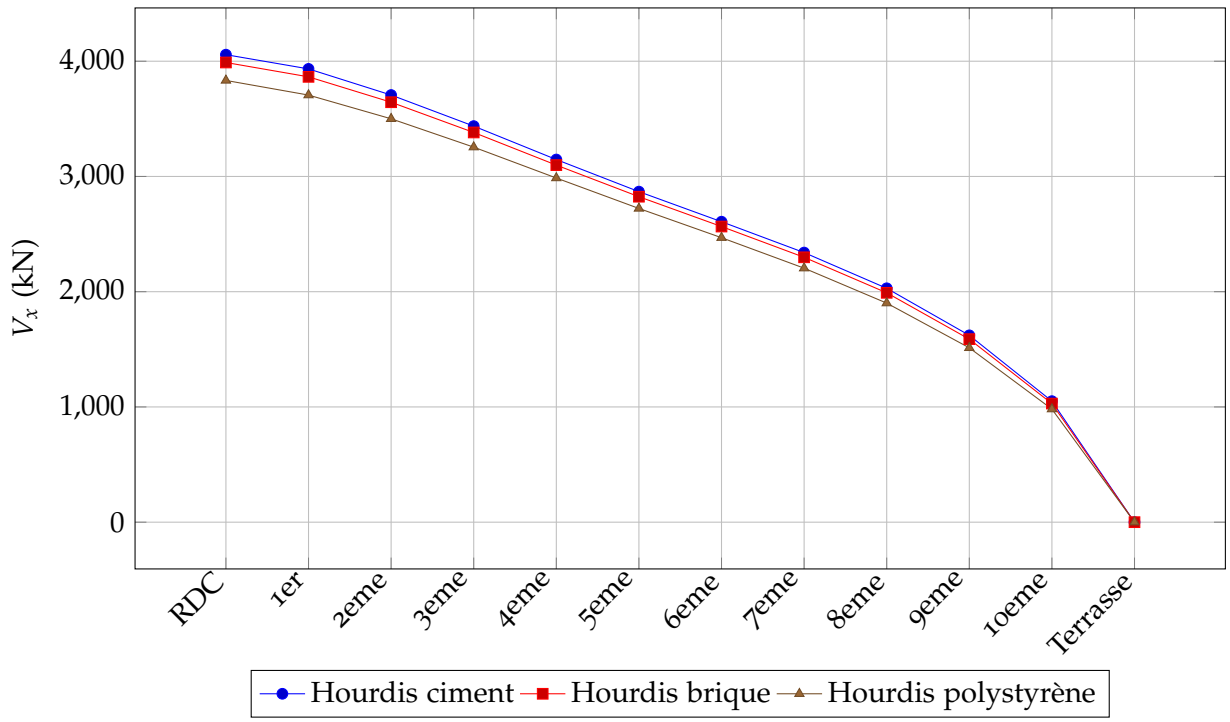


Figure 4.14 – *Comparaison des efforts tranchants sismiques par étage suivant l'axe X*

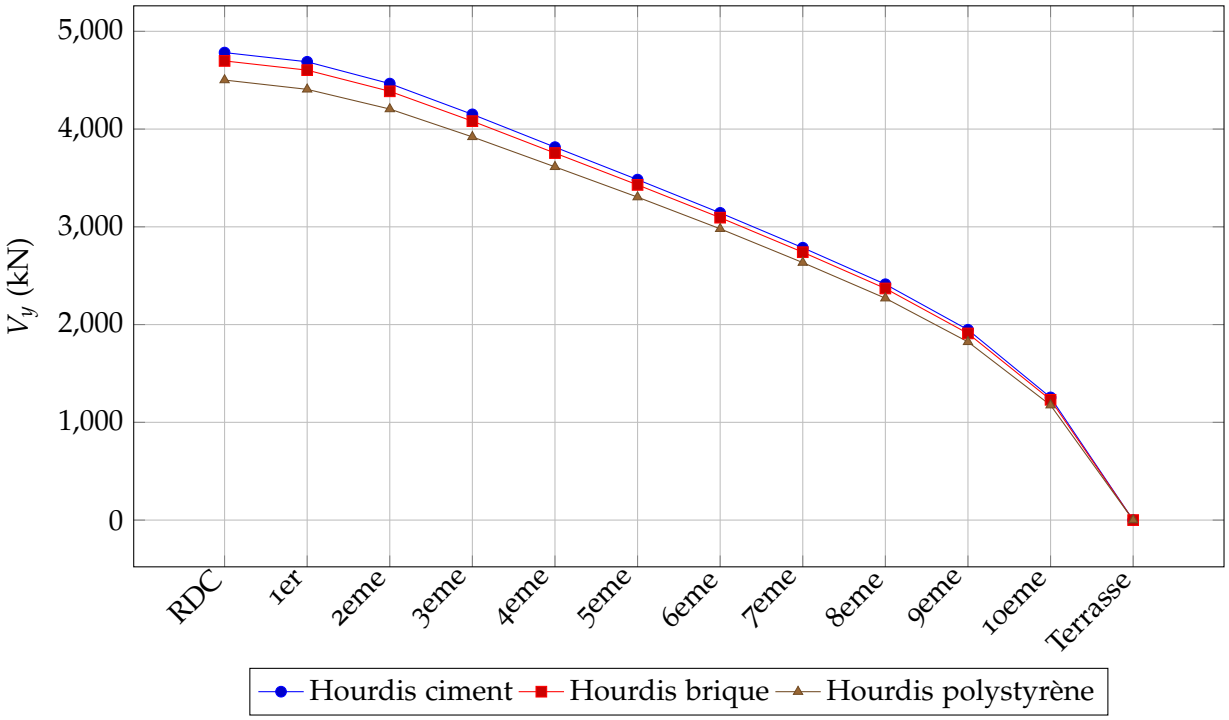


Figure 4.15 – *Comparaison des efforts tranchants sismiques par étage suivant l'axe Y*

Les figures 4.14 et 4.15 présentent la comparaison de la répartition des efforts sismiques (efforts tranchants d'étage) selon les deux directions principales X et Y pour les trois variantes étudiées.

Dans les deux directions, les efforts sismiques diminuent progressivement du bas vers le haut de la structure. Cette évolution est caractéristique du comportement des efforts tranchants, qui sont maximaux à la base où s'accumulent l'ensemble des forces d'inertie, puis décroissent à mesure que l'on s'élève dans la structure.

La variante à hourdis ciment présente les efforts sismiques les plus élevés sur tous les niveaux, suivie de la variante à hourdis brique, tandis que la variante à hourdis polystyrène présente les valeurs les plus faibles. Cette différence est directement liée à la masse sismique, plus importante dans le cas des hourdis en ciment et plus réduite dans le cas des hourdis en polystyrène.

Au niveau du premier étage, l'effort tranchant maximal est observé et atteint des valeurs plus élevées dans la variante ciment, avec une réduction progressive d'environ 2 à 3 % pour la variante brique et jusqu'à environ 7 à 9 % pour la variante polystyrène. Cette tendance est similaire dans les deux directions X et Y, bien que les efforts selon l'axe X soient globalement légèrement plus importants que ceux observés selon l'axe Y en raison de l'asymétrie de rigidité de la structure.

Malgré ces différences de niveau, les trois variantes présentent une évolution verticale similaire des efforts sismiques, ce qui indique que le choix du type d'hourdis influence principalement l'intensité globale des sollicitations sans modifier significativement la distribution des efforts sur la hauteur de la structure.

4.6.8 Comparaison des déplacements de second ordre (effet P-Δ)

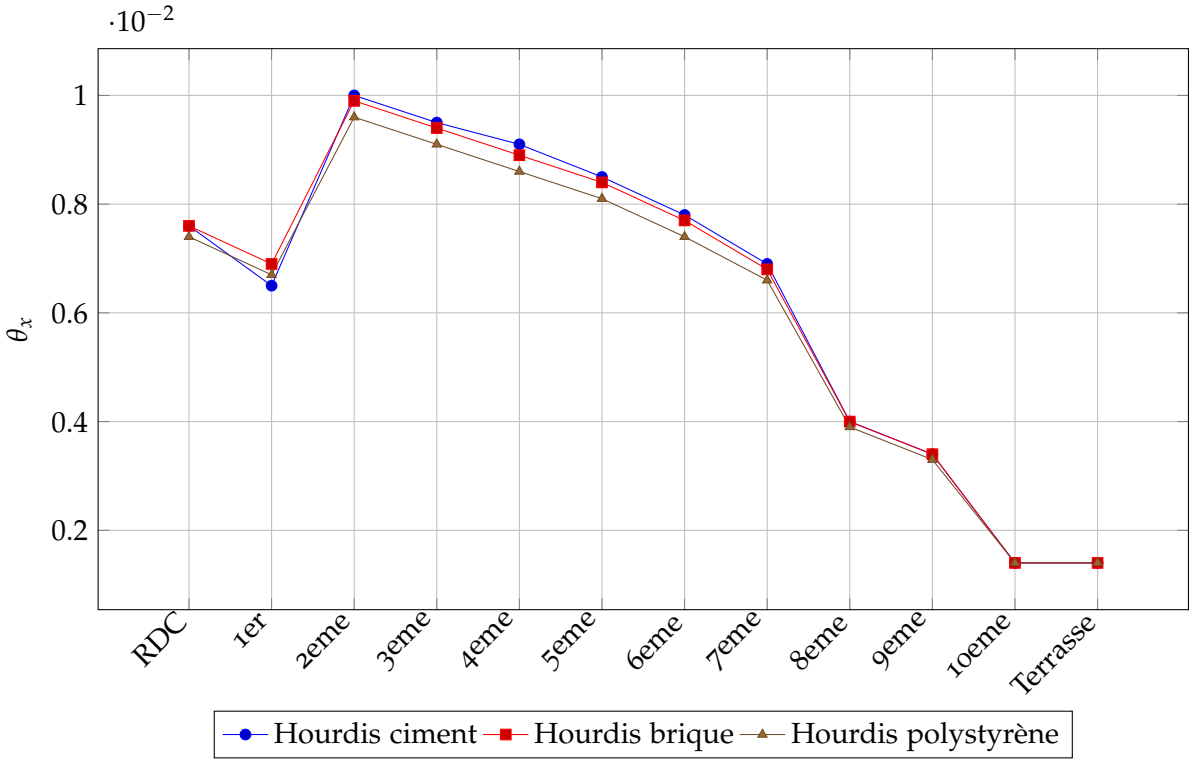


Figure 4.16 – *Comparaison des déplacements de second ordre θ_x*

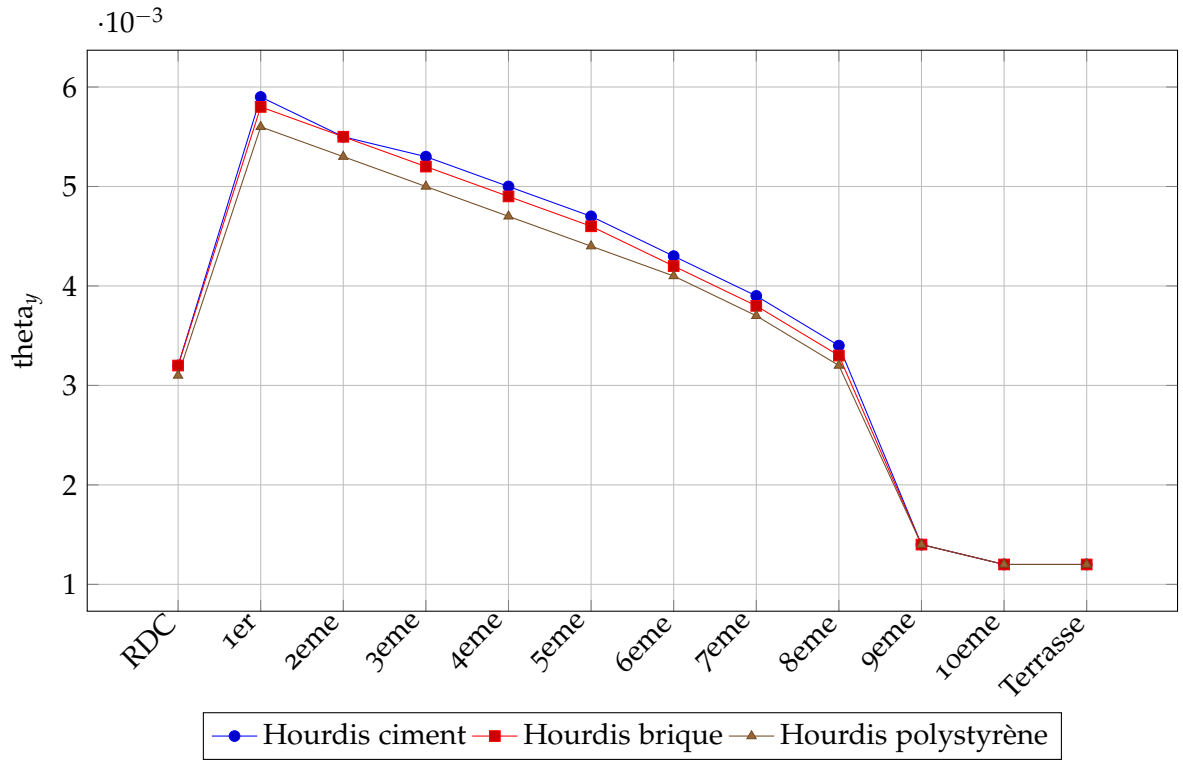


Figure 4.17 – *Comparaison des déplacements de second ordre θ_y*

Les figures 4.16 et 4.17 présentent la comparaison des déplacements de second ordre (effet P-Δ) selon les directions X et Y pour les trois variantes étudiées.

Dans les deux directions, les déplacements de second ordre présentent une évolution globalement similaire pour les trois configurations, avec des valeurs plus importantes dans les étages intermédiaires et une diminution progressive vers les niveaux supérieurs. Cette évolution traduit l'influence combinée des efforts horizontaux et des effets de stabilité globale.

La variante à hourdis ciment présente les valeurs de θ les plus élevées, suivie de la variante à hourdis brique, tandis que la variante à hourdis polystyrène présente les valeurs les plus faibles. Cette différence est directement liée à la réduction de la masse sismique, qui diminue les effets de second ordre dans la structure.

Selon l'axe X, les valeurs maximales de θ_x atteignent environ 0.01, tandis que selon l'axe Y, les valeurs restent légèrement plus faibles, ce qui traduit une réponse structurelle globalement plus rigide dans cette direction.

Malgré ces écarts, les trois variantes restent proches en termes de comportement global, et les valeurs de θ demeurent largement inférieures aux limites de stabilité imposées, ce qui confirme la non-prépondérance des effets de second ordre dans la structure étudiée.

4.6.9 Comparaison de l'excentricité entre centre de masse et centre de rigidité

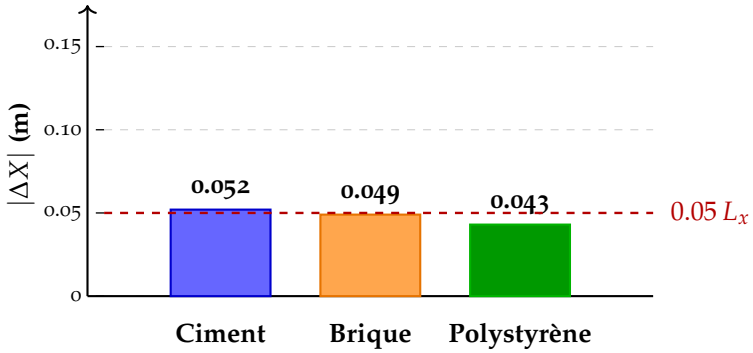


Figure 4.18 – *Comparaison de l'excentricité suivant la direction X*

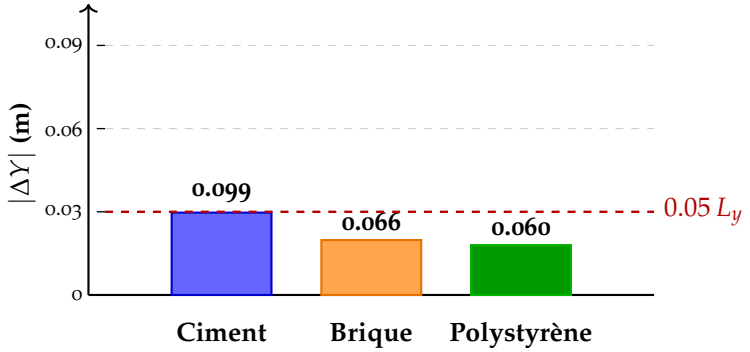


Figure 4.19 – *Comparaison de l'excentricité suivant la direction Y*

Les figures 4.18 et 4.19 présentent la comparaison de l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité selon les deux directions principales X et Y pour les trois variantes étudiées.

On observe que les valeurs d'excentricité restent faibles dans les deux directions et respectent largement la limite réglementaire imposée par le RPA 2024, fixée à 5 % des dimensions en plan. Cette conformité confirme une bonne régularité de la distribution des masses et des rigidités au sein de la structure.

La variante à hourdis ciment présente systématiquement les excentricités les plus élevées, suivie de la variante à hourdis brique, tandis que la variante à hourdis polystyrène présente les valeurs les plus faibles dans les deux directions. Cette tendance traduit une amélioration progressive de l'homogénéité structurelle lorsque la masse des planchers diminue.

Selon la direction X, l'excentricité varie de $0,052\,m$ pour la variante ciment à $0,043\,m$ pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ 17 %. Selon la direction Y, elle passe de $0,099\,m$ à $0,060\,m$, soit une réduction d'environ 39 %.

Cette diminution des excentricités s'explique principalement par la réduction de la masse

sismique et l'amélioration de l'équilibre entre les centres de masse et de rigidité. Elle permet de limiter les effets de torsion globale et d'assurer un comportement plus régulier de la structure.

En conclusion, les trois variantes présentent un comportement satisfaisant vis-à-vis de l'excentricité, sans risque d'irrégularité en plan, la variante à hourdis polystyrène offrant la meilleure performance en termes de réduction des effets de torsion.

Conclusion générale de l'analyse comparative

L'analyse comparative des trois variantes met en évidence un comportement globalement très proche sur le plan dynamique et sismique, malgré les différences de masse induites par le type de plancher. Les résultats montrent que le passage de l'hourdis ciment à l'hourdis polystyrène entraîne principalement une réduction progressive de la masse totale de la structure, ce qui se traduit par une légère diminution des périodes propres, des efforts sismiques, des déplacements latéraux et des effets de second ordre.

Cependant, ces variations restent modérées et n'altèrent pas significativement la forme générale de la réponse dynamique du bâtiment. Les modes de vibration, les distributions des masses participantes ainsi que les répartitions des efforts selon la hauteur demeurent globalement similaires pour les trois configurations étudiées.

Par ailleurs, les vérifications réglementaires montrent que toutes les variantes respectent les exigences du RPA en termes de stabilité, de dérives, de participation modale et d'excentricité. En particulier, les valeurs obtenues pour les effets de second ordre et l'excentricité restent largement dans les limites admissibles, ce qui confirme la régularité globale de la structure.

En conclusion, l'utilisation d'un hourdis allégé permet essentiellement une réduction des sollicitations sismiques et de la masse globale sans modifier fondamentalement le comportement structurel. La variante à hourdis polystyrène apparaît ainsi comme la plus avantageuse en termes de réduction des efforts, tout en conservant un niveau de performance structurelle comparable aux autres variantes.

CHAPITRE V :

Étude des poutres

5.1 Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple (moment M_y). L'hypothèse des dalles comme diaphragmes rigides dans leur plan (modèle éléments finis Robot Bat) rend négligeables les efforts internes d'origine sismique (effort normal, torsion). Les sollicitations proviennent donc des charges verticales.

Les sections d'armatures longitudinales et transversales sont déterminées pour les trois variantes d'hourdis (ciment, brique, polystyrène). Les moments et efforts tranchants sont issus de l'analyse modale spectrale avec les combinaisons BAEL 91 (ELU, ELS) et RPA 2024 (accidentelles). Le dimensionnement suit le BAEL 91 et les dispositions constructives du RPA 2024 (art. 7.5). Les vérifications portent sur la flexion, l'effort tranchant, les armatures minimales et les espacements maximaux.

5.2 Combinaisons de charges

Les actions sont notées :

— G : charges permanentes ;

— Q : charges d'exploitation (non pondérées) ;

— E_x, E_y : composantes horizontales de l'action sismique.

Combinaisons du BAEL 91

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{(ELU)} \tag{5.1}$$

$$G + Q \quad \text{(ELS)} \tag{5.2}$$

Combinaisons accidentelles sismiques (RPA 2024, art. 5.2.1)

Le coefficient d'accompagnement ψ est donné par le Tableau 4.2 ; pour les bâtiments d'habitation, $\psi = 0,20$. Les combinaisons à considérer sont :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \tag{5.1}$$

où :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y, \qquad E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \tag{5.2}$$

Les huit combinaisons explicites En développant les signes, on obtient les combinaisons suivantes :

Pour $E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$ **:**

$$G + \psi Q + E_x + 0,3E_y \tag{5.3}$$

$$G + \psi Q + E_x - 0,3E_y \tag{5.4}$$

$$G + \psi Q - E_x + 0,3E_y \tag{5.5}$$

$$G + \psi Q - E_x - 0,3E_y \tag{5.6}$$

Pour $E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y$ **:**

$$G + \psi Q + 0,3E_x + E_y \tag{5.7}$$

$$G + \psi Q + 0,3E_x - E_y \tag{5.8}$$

$$G + \psi Q - 0,3E_x + E_y \tag{5.9}$$

$$G + \psi Q - 0,3E_x - E_y \tag{5.10}$$

Remarque Les combinaisons (5.1) avec (5.2) couvrent tous les cas possibles de signes pour les composantes horizontales. Pour notre projet, la composante verticale n'est pas requise car $A_v I < 0,25g$.

Les sollicitations présentées dans les tableaux suivants ont été calculées par le logiciel Robot Bat en appliquant ces combinaisons réglementaires.

5.3 Ferraillage des poutres

On distingue deux types de poutres :

— Poutres principales : $30 \cdot 40$ cm^2 ;

— Poutres secondaires : $30 \cdot 35$ cm^2.

5.4 Vérifications des règlements (RPA 2024, art. 7.5.2)

5.4.1 Armatures longitudinales

— Armatures minimales : $0,5\%\, B$ en zone I.

— Armatures maximales : selon RPA.

— Longueur de recouvrement : $40\,\phi$ en zone I.

où B est la section de la poutre.

5.4.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003\, s\, b$$

avec b la largeur de la section et s l'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximum est déterminé comme suit :

— Dans les zones critiques :

$$s = \min\left(\frac{h}{4},\ 24\phi_t,\ 17,5\text{ cm},\ 6\phi_l\right)$$

où h est la hauteur de la poutre, ϕ_t le diamètre des armatures de confinement, ϕ_l le diamètre minimal des barres longitudinales.

— En dehors des zones critiques : $s' \leq h/2$ et $s' = \min(h/4,\ 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

5.5 Sollicitations des poutres

À l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel Robot Bat, on obtient les résultats suivants.

5.6 Sollicitations des poutres

À l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel Robot Bat, on obtient les résultats suivants. Les combinaisons accidentelles sont celles du RPA 2024 : $G + \psi Q \pm E$ avec $\psi = 0,2$ (les valeurs ci-dessous ont été calculées avec $\psi = 1$, ce qui est plus défavorable et donc sécuritaire).

Variante ciment

Table 5.1 – *Sollicitations des poutres – Ciment*

Combinaison	Sollicitation	Poutres principales	Poutres secondaires
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	M_t (kN.m)	71,62	65,77
	M_a (kN.m)	-141,62	-61,15
ELS $(G + Q)$	M_t (kN.m)	52,10	47,58
	M_a (kN.m)	-102,55	-44,25
Acc. $(G + \psi Q \pm E)$ avec $\psi = 0,2$	M_t (kN.m)	51,77	9,35
	M_a (kN.m)	-176,59	-132,73
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	T (kN)	169,07	108,72

Variante brique

Table 5.2 – *Sollicitations des poutres – Brique*

Combinaison	Sollicitation	Poutres principales	Poutres secondaires
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	M_t (kN.m)	69,42	58,52
	M_a (kN.m)	-136,64	-58,52
ELS $(G + Q)$	M_t (kN.m)	50,24	45,45
	M_a (kN.m)	-98,87	-42,30
Acc. $(G + \psi Q \pm E)$ avec $\psi = 0,2$	M_t (kN.m)	49,42	8,79
	M_a (kN.m)	-172,75	-130,59
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	T (kN)	163,18	104,10

Variante polystyrène

Table 5.3 – *Sollicitations des poutres – Polystyrène*

Combinaison	Sollicitation	Poutres principales	Poutres secondaires
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	M_t (kN.m)	63,75	56,59
	M_a (kN.m)	-125,42	-52,59
ELS $(G + Q)$	M_t (kN.m)	46,04	40,66
	M_a (kN.m)	-90,55	-37,91
Acc. $(G + \psi Q \pm E)$ avec $\psi = 0,2$	M_t (kN.m)	45,75	8,77
	M_a (kN.m)	-160,73	-125,68
ELU $(1,35G + 1,5Q)$	T (kN)	149,8	93,68

5.6.1 Comparaison des moments fléchissants dimensionnants

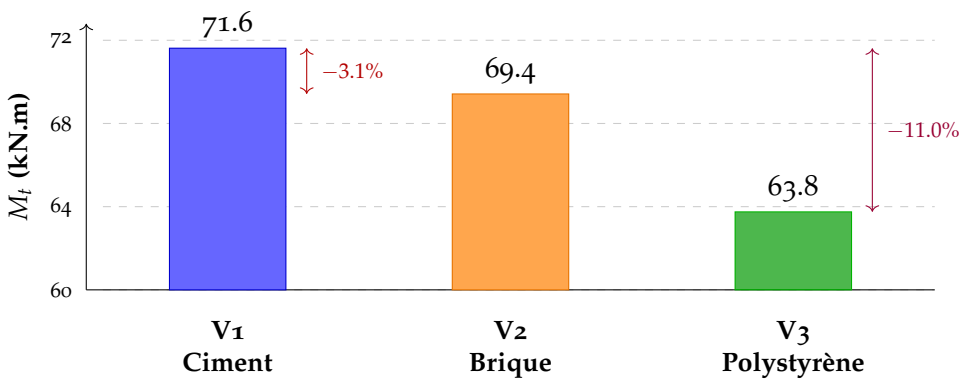


Figure 5.1 – *Comparaison des moments positifs dimensionnants en travée*

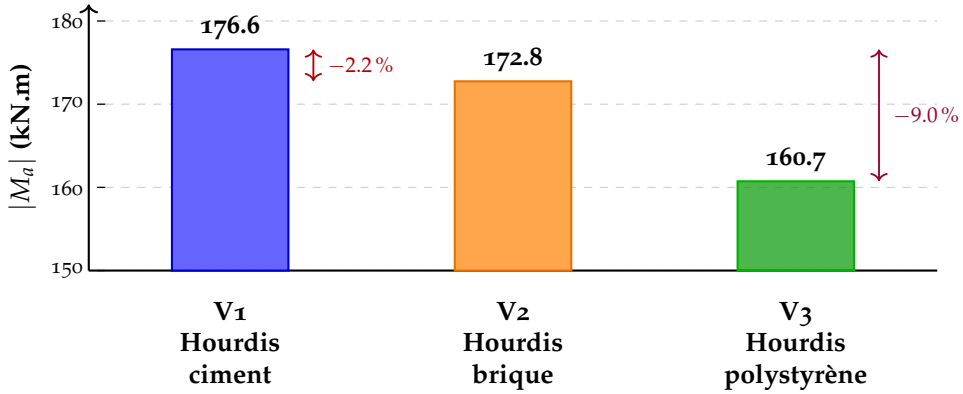


Figure 5.2 – *Comparaison des moments négatifs dimensionnants aux appuis*

Les figures 5.1 et 5.2 présentent la comparaison des moments fléchissants dimensionnants ayant servi au calcul du ferraillage des poutres pour les trois variantes étudiées.

En travée, les moments positifs obtenus à l'ELU diminuent progressivement lorsque la masse du plancher est réduite. Pour les poutres principales, le moment passe de $71,62\,kN.m$ pour la variante ciment à $69,42\,kN.m$ pour la variante brique puis à $63,75\,kN.m$ pour la variante polystyrène, soit une réduction maximale d'environ 11 %. Une tendance similaire est observée pour les poutres secondaires où le moment diminue d'environ 14 % entre les variantes ciment et polystyrène.

Aux appuis, les moments négatifs dimensionnants issus de la combinaison accidentelle du RPA restent également plus élevés pour la variante ciment et diminuent progressivement pour les variantes plus légères. Pour les poutres principales, le moment passe de $176,59\,kN.m$ à $160,73\,kN.m$, soit une réduction d'environ 9 %. Pour les poutres secondaires, la diminution atteint environ 5 %.

Cette évolution est directement liée à la réduction des charges permanentes et des forces d'inertie sismiques induite par l'allègement des planchers. Toutefois, malgré ces diminutions, les écarts restent relativement modérés et conduisent à des besoins en armatures proches.

Ainsi, les trois variantes présentent des sollicitations de flexion globalement comparables. Les réductions observées avec les hourdis allégés permettent de diminuer les moments de calcul, mais elles restent insuffisantes pour modifier significativement les dispositions constructives retenues. Dans le cas présent, un même schéma de ferraillage a donc pu être adopté pour les trois variantes. Néanmoins, pour des structures présentant des écarts de sollicitations plus importants, cette réduction des moments pourrait conduire à une diminution sensible des sections d'armatures nécessaires.

5.7 Détermination des armatures

On prend la poutre principale $30 \cdot 40$ cm^2 comme exemple de calcul.

5.7.1 Variante ciment

En travée

État limite ultime (ELU)

$$M_u = 71,62 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence d'armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{71,62 \cdot 10^6}{300 \cdot (350)^2 \cdot 14,17} = 0,129$$

Avec $d = 0,9h = 36$ cm (valeurs exactes à adapter). $\mu_l = 0,392$ (acier FeE400) $\rightarrow \mu < \mu_l$ pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,174$$

$$z = d\,(1 - 0,4\alpha) = 36(1 - 0,4 \cdot 0,174) = 33,5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z\, f_e/\gamma_s} = \frac{71,62 \cdot 10^6}{33,5 \cdot (400/1,15)} \approx 6,14 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) $M_{\text{ser}} = 52,10$ kN.m. Fissuration peu nuisible $\rightarrow$ pas de vérification de la contrainte de l'acier.

Situation accidentelle $M_{\text{acc}} = 51,77$ kN.m. Calcul identique $\rightarrow A_s \approx 4,5$ cm^2. Armatures minimales (condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} = \max\left(0,23\,\frac{f_{t28}}{f_e}\,b\,d,\ 0,5\%\,B\right) = 6 \text{ cm}^2$$

On retient $A_T = 6,14$ cm^2. Choix : 6 T12 $\rightarrow A = 6,79$ cm^2.

En appui

ELU : $M_u = -141,62$ kN.m $\mu = 0,256 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées. $A_s \approx 14,30$ cm^2. ELS : vérifiée. Accidentel : $M_{\text{acc}} = 176,59$ kN.m $\rightarrow A_s \approx 14,30$ cm^2. Choix : 2T12 + 8T14 $\rightarrow$ $A = 14,58$ cm^2. Armatures de montage : 6T12 $\rightarrow A' = 6,79$ cm^2.

5.7.2 Vérification de l'effort tranchant

Effort tranchant ultime $T_u = 169,07$ kN.

Influence au voisinage des appuis

$$\frac{T_u}{b_0\, d} \leq \tau_{\text{lim}} = 0,2\, f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Calcul $\rightarrow$ condition vérifiée.

Armatures transversales A_t choisies : cadres $\phi 6$ (1 cadre + 1 étrier). Espacement selon BAEL :

$$s \leq \frac{A_t\, f_e}{b_0\, \tau_u} \quad \text{avec} \quad \tau_u = 1,5 \text{ MPa}$$

Espacement selon RPA 2024 :

— Zone nodale : $s \leq \min(b_0/3,\ 10 \text{ cm},\ 60\phi_l)$

— Zone courante : $s \leq \min(b_0/2,\ h/2,\ 10\phi_l)$

On retient $s = 10$ cm en zone nodale et $s = 20$ cm en zone courante.

5.7.3 Poutres secondaires

Calcul analogue (non détaillé ici). Le tableau récapitulatif final est donné ci-après.

5.8 Récapitulatif du ferraillage

Table 5.4 – *Ferraillage des poutres – Variante ciment*

Type de poutre	Zone	A_{min} BAEL (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{cal} (cm²)	Barres choisies	A_{eff} (cm²)
Principales	Travées	1,30	6,00	6,14	4T14	6,16
	Appuis	1,30	6,00	14,30	4T16+4T14	14,20
Secondaires	Travées	1,27	5,25	6,43	4T14	6,16
	Appuis	1,27	5,25	11,98	8T14	12,32

Table 5.5 – *Ferraillage des poutres – Variante brique*

Type de poutre	Zone	A_{min} BAEL (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{cal} (cm²)	Barres choisies	A_{eff} (cm²)
Principales	Travées	1,30	6,00	5,93	4T14	6,16
	Appuis	1,30	6,00	13,85	4T16+4T14	14,20
Secondaires	Travées	1,27	5,25	6,12	4T14	6,16
	Appuis	1,27	5,25	11,75	8T14	12,32

Table 5.6 – *Ferraillage des poutres – Variante polystyrène*

Type de poutre	Zone	A_{min} BAEL (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{cal} (cm²)	Barres choisies	A_{eff} (cm²)
Principales	Travées	1,30	6,00	5,42	4T14	6,16
	Appuis	1,30	6,00	12,87	4T16+4T14	14,20
Secondaires	Travées	1,27	5,25	5,46	4T14	6,16
	Appuis	1,27	5,25	11,23	8T14	12,32

Note : Les sections minimales (BAEL et RPA) sont respectées. La section effective A_{eff} est celle des barres choisies. Les valeurs de A_{cal} sont issues du calcul en flexion simple (ELU, ELS, ou situation accidentelle) et sont parfois inférieures aux minima réglementaires ; dans ce cas, ce sont les minima qui dimensionnent le ferraillage.

5.8.1 Comparaison du ferraillage calculé des poutres

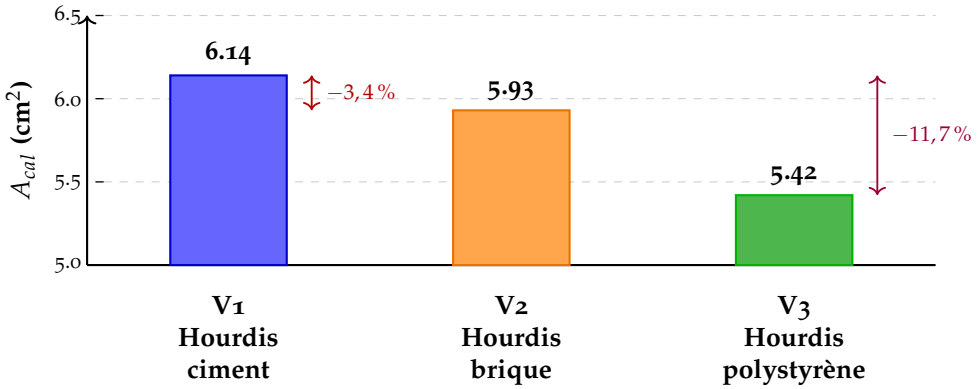


Figure 5.3 – *Comparaison des sections d'armatures calculées en travée*

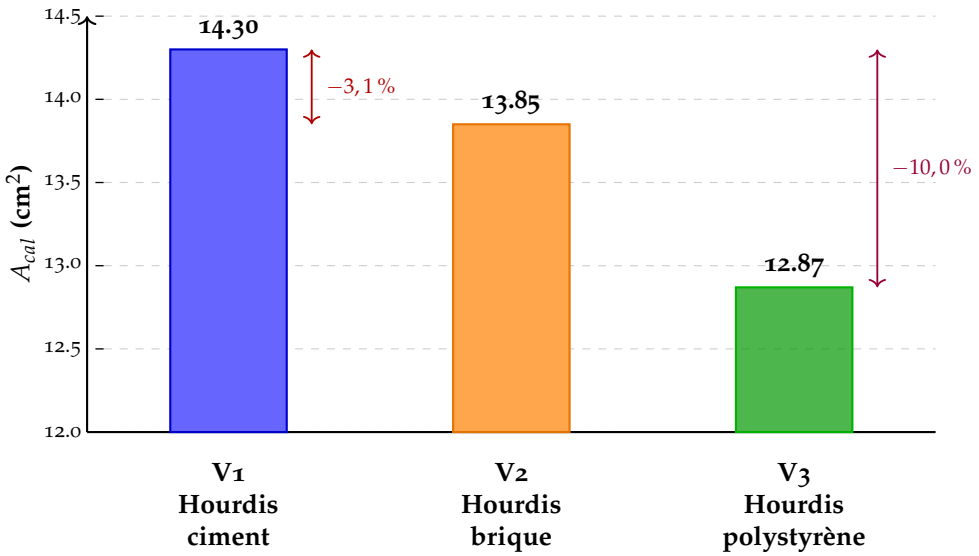


Figure 5.4 – *Comparaison des sections d'armatures calculées aux appuis*

Les figures 5.3 et 5.4 présentent la comparaison des sections d'armatures calculées pour les poutres des trois variantes étudiées. L'allègement progressif des planchers se traduit par

une diminution des besoins en acier, avec des réductions d'environ 3 % à 4 % pour la variante à hourdis brique et jusqu'à 10 % à 12 % pour la variante à hourdis polystyrène par rapport à la variante à hourdis ciment.

En travée, la section d'armatures calculée passe de $6,14\,cm^2$ pour la variante ciment à $5,93\,cm^2$ pour la variante brique puis à $5,42\,cm^2$ pour la variante polystyrène. Aux appuis, elle diminue de $14,30\,cm^2$ à $13,85\,cm^2$ puis à $12,87\,cm^2$. Cette évolution résulte directement de la réduction des charges permanentes et des sollicitations sismiques induite par la diminution de la masse propre de la structure.

Les besoins en armatures demeurent plus élevés aux appuis qu'en travée, ce qui est conforme au comportement des poutres continues où les moments négatifs développés au droit des appuis sont généralement supérieurs aux moments positifs en travée.

Bien que les sections calculées diffèrent d'une variante à l'autre, les écarts observés restent relativement limités. Pour cette raison, le même ferraillage pratique a été retenu pour les trois solutions afin de simplifier l'exécution, d'uniformiser les dispositions constructives et de faciliter la mise en œuvre sur chantier. Dans le cas de structures présentant des écarts de sollicitations plus importants, ces réductions pourraient toutefois conduire à une diminution effective du nombre ou du diamètre des armatures adoptées.

Ainsi, l'utilisation d'un hourdis plus léger permet de réduire les besoins théoriques en acier sans modifier de manière significative la conception générale des poutres. Les trois variantes conduisent finalement à des dispositions de ferraillage très proches, la variante à hourdis polystyrène présentant néanmoins les besoins en armatures les plus faibles grâce à sa masse réduite.

5.8.2 Analyse comparative du ferraillage réel des poutres

Les tableaux 5.4, 5.5 et 5.6 présentent le ferraillage réel (barres choisies) pour les trois variantes de plancher.

Constat général : Le ferraillage réel est **identique** pour les trois variantes, à l'exception notable des **appuis des poutres principales**.

Ferraillage des poutres secondaires : Pour les poutres secondaires, le ferraillage est strictement identique dans toutes les zones (travées et appuis) pour les trois variantes :

— Travées : $4T14$ ($A_{\text{eff}} = 6,16$ cm^2)

— Appuis : $8T14$ ($A_{\text{eff}} = 12,32$ cm^2)

Ferraillage des poutres principales : Pour les poutres principales, le ferraillage est identique en travée pour les trois variantes ($4T14$, $A_{\text{eff}} = 6,16$ cm^2). En revanche, sur **appuis**, une différence apparaît :

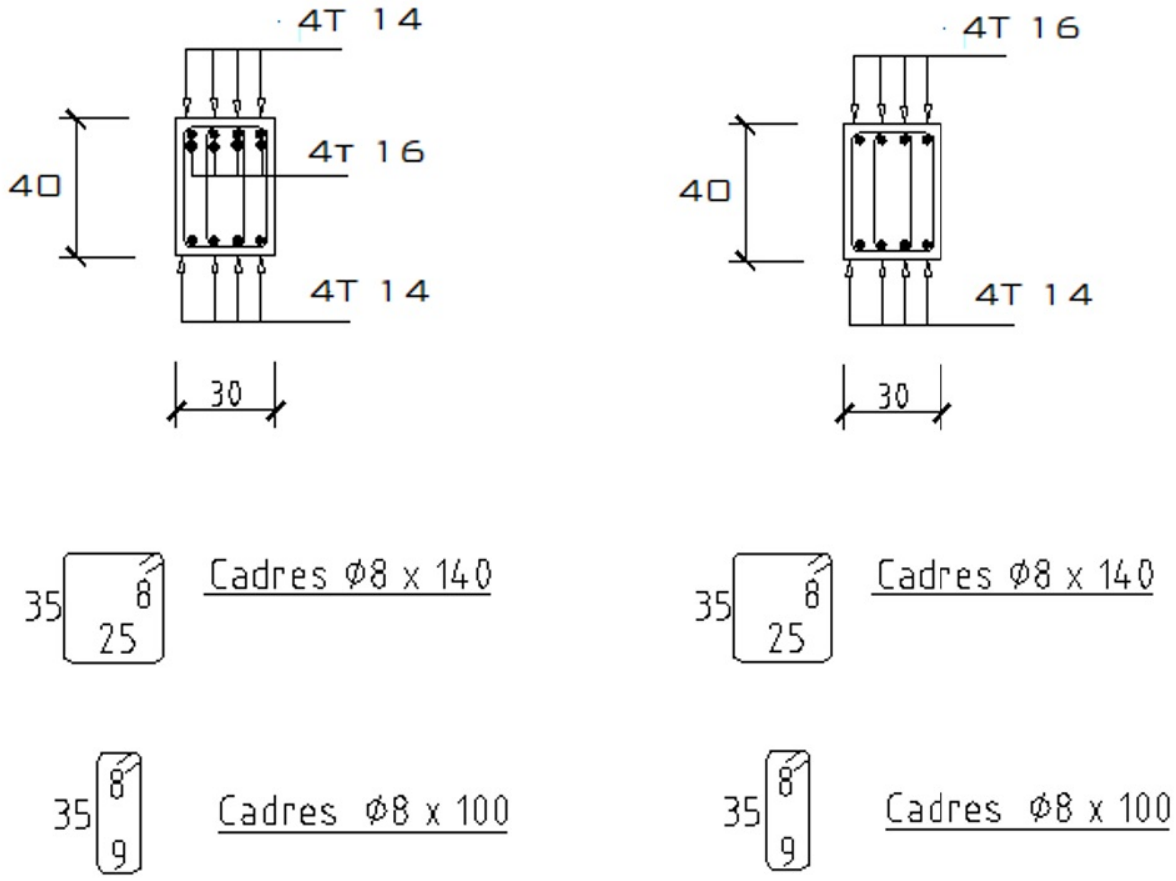
- Variantes ciment et brique : $4T16 + 4T14$ ($A_{\text{eff}} = 14,20$ cm^2)
- Variante polystyrène : le même ferraillage a été retenu ($4T16 + 4T14$), bien que la section calculée ($12,87$ cm^2) soit inférieure à celle du ciment ($14,30$ cm^2). Ce choix identique est délibéré pour uniformiser les plans et simplifier la mise en œuvre.

Impact économique : Bien que le ferraillage réel choisi soit volontairement identique pour les trois variantes sur les appuis des poutres principales, il convient de noter que la variante polystyrène nécessite **moins d'acier** d'un point de vue calcul (12,87 cm² contre 14,30 cm²). Dans une optique d'optimisation économique, on pourrait donc, pour le polystyrène, remplacer $4T16 + 4T14$ par une section plus légère, par exemple $8T14$ (12,32 cm²) ou $4T16 + 2T14$ (11,12 cm²), ce qui générerait une économie d'acier non négligeable.

Cependant, le choix actuel (ferraillage identique) présente l'avantage de **simplifier la gestion des plans, des approvisionnements et de la mise en œuvre** sur chantier.

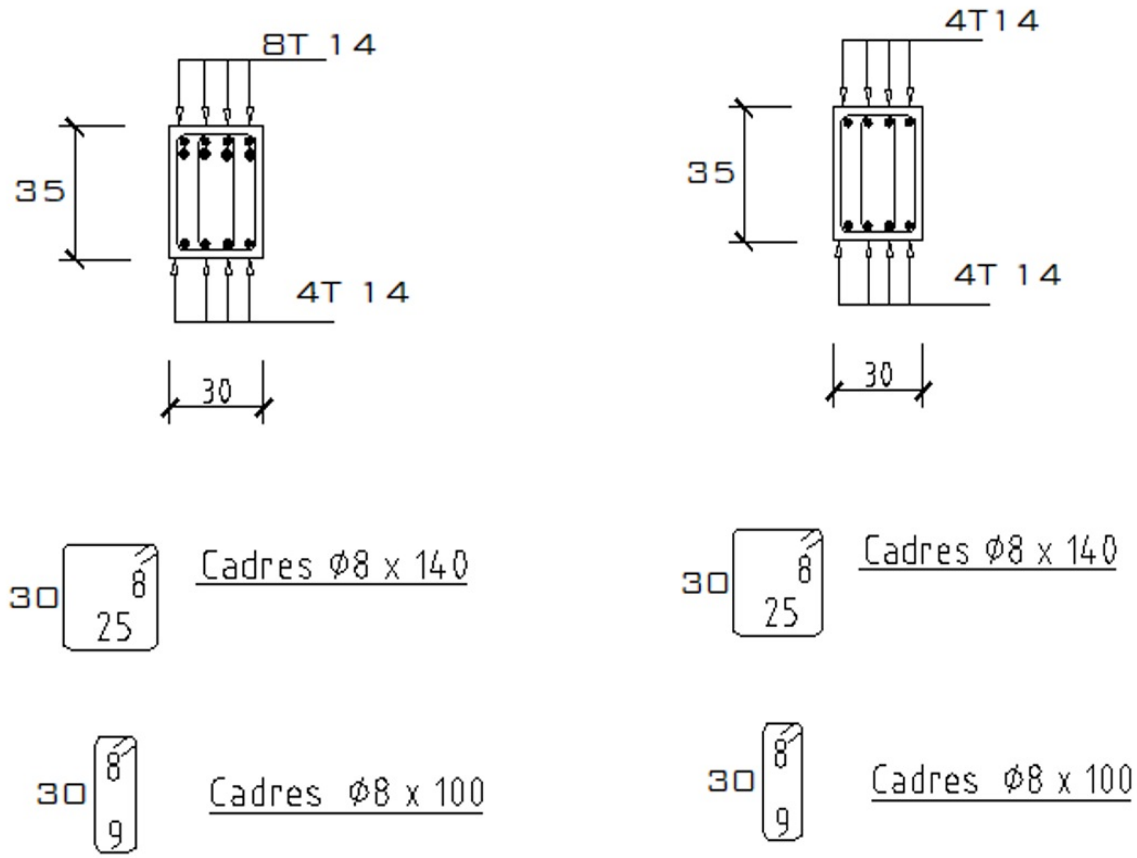
Conclusion : Le ferraillage réel des poutres est globalement identique pour les trois variantes, à l'exception des appuis des poutres principales où le polystyrène pourrait justifier une réduction de section. Mais par souci d'uniformisation, le même ferraillage a été retenu. Cette décision, bien que pénalisante économiquement pour le polystyrène, facilite la logistique et l'exécution du chantier.

5.9 Dessins de ferraillage des poutres



– Ferraillage en appuis *– Ferraillage en travée*

Figure 5.5 – *Ferraillage des poutres principales*



– Ferraillage en appuis *– Ferraillage en travée*

Figure 5.6 – *Ferraillage des poutres secondaires*

6

CHAPITRE VI :

Étude des poteaux

6.1 Généralités

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à deux moments fléchissants M_{ZZ} et M_{YY}.

Figure 6.1 – *Sollicitations sur les poteaux*

6.2 Combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

6.2.1 Selon les règles BAEL 91 (situation durable et transitoire)

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

6.2.2 Selon le RPA 2024 (situation accidentelle)

Combinaisons avec les composantes horizontales Selon l'article 5.2.1 du RPA 2024, les combinaisons à considérer pour l'action sismique sont :

$$G + \psi Q + E_1 \qquad \text{et} \qquad G + \psi Q + E_2$$

avec ψ coefficient d'accompagnement (Tableau 4.2), et

$$E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y, \qquad E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y.$$

Combinaison simplifiée (utilisée dans les logiciels courants) Par simplification, de nombreux logiciels (dont Robot Bat) adoptent la forme suivante, plus défavorable :

$$G + Q \pm E \qquad \text{et} \qquad 0,8G \pm E.$$

Ces combinaisons sont conservatrices et restent conformes à l'esprit du règlement.

6.2.3 Principe de calcul

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

1. Cas 1 : $N_{\max}$ avec $M_{y\ \text{cor}}$ et $M_{z\ \text{cor}}$
2. Cas 2 : $M_{y\ \max}$ avec $M_{z\ \text{cor}}$ et N_{cor}
3. Cas 3 : $M_{z\ \max}$ avec $M_{y\ \text{cor}}$ et N_{cor}
4. Cas 4 : $N_{\min}$ avec $M_{y\ \text{cor}}$ et $M_{z\ \text{cor}}$

Remarque sur les efforts normaux : L'effort normal N_{cor} dans les cas 2 et 3 correspond à l'effort normal accompagnant le moment maximal, tel qu'extrait du logiciel de calcul (Robot Structural Analysis). Il s'agit de l'effort normal agissant simultanément avec le moment fléchissant maximal dans la direction considérée.

Remarque sur les efforts tranchants : L'effort tranchant maximal $T_{\max}$ (indiqué dans les tableaux de sollicitations) correspond à la résultante des efforts tranchants F_y et F_z extraits du logiciel Robot Structural Analysis. Il est calculé par la formule :

$$T_{\max} = \sqrt{F_y^2 + F_z^2}$$

où F_y et F_z sont les efforts tranchants agissant respectivement suivant les axes y et z de la section du poteau. Cette valeur est utilisée pour le dimensionnement des armatures transversales.

Méthode de calcul : Le calcul du ferraillage des poteaux s'effectue en **flexion déviée** (ou flexion composée déviée), car chaque poteau est soumis simultanément à :

— un effort normal N,

— un moment fléchissant M_y (suivant l'axe y-y),

— un moment fléchissant M_z (suivant l'axe z-z).

La flexion déviée se produit lorsque la résultante des moments agit selon une direction oblique par rapport aux axes principaux de la section. Dans ce cas, la section est sollicitée en flexion composée dans les deux directions simultanément. Le calcul est mené conformément aux règles du BAEL 91 et du RPA 2024, en vérifiant la stabilité et la résistance de la section vis-à-vis des combinaisons d'efforts les plus défavorables.

6.3 Armatures longitudinales

6.3.1 Conditions imposées par le RPA 2024

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur du poteau, est de **1%** en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

— **4%** en zone courante.

— **6%** en zone de recouvrement.

Avec :

— Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale du poteau.

— Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur du poteau.

— Les poteaux, supportant de faibles charges verticales, et sollicités principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques.

— La longueur minimale de recouvrement est de :

  — 50ϕ en zones I, II et III

  — 60ϕ en zones IV, V et VI

— L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90°.

Figure 6.2 – *Zone nodale*

6.3.2 Armatures minimales imposées par les règles BAEL 91

Pour la compression simple :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right)$$

Pour la flexion simple :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

Pour la traction simple :

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h$$

6.4 Armatures transversales

6.4.1 Selon RPA 2024

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à **3,75** dans le cas contraire.
- t : Espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale (zone critique)

- Zones I, II et III : $t \leq \min(10\phi_l \ ; \ 12,5 \text{ cm})$
- Zones IV, V et VI : $t \leq \min(b_0/3 \ ; \ 10 \text{ cm} \ ; \ 60\phi_l)$

Avec :

- b_0 : Dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)
- ϕ_l : Diamètre minimal des barres longitudinales

Dans la zone courante

- Zones I, II et III : $t' \leq 15\phi_l$
- Zones IV, V et VI : $t' \leq \min(b_1/2 \ ; \ h_1/2 \ ; \ 10\phi_l)$

6.4.2 Selon BAEL 91

Le diamètre minimal des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \ \max}}{3}$$

L'espacement :

$$t \leq \min(15\phi_l \ ; \ 40 \text{ cm} \ ; \ b + 10 \text{ cm})$$

6.5 Types de poteaux

Dans notre structure on a 7 types de poteau.

Table 6.1 – *Tableau récapitulatif des sections de poteaux*

Type	**Niveau**	**Section (cm²)**
1	RDC	100x40
2	1er – 2e	90x40
3	3e – 4e	80x40
4	5e – 6e	70x40
5	7e	60x40
6	8e – 9e	50x40
7	10e	40x40

6.6 Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Ciment

Table 6.2 – *Sollicitations des poteaux – Variante ciment (ELU, ELS, ACC)*

Combinaison	Section	Sollicitations	100x40	90x40	80x40	70x40	60x40	50x40	40x40
ELU	Cas 1	N_{max}	1992,42	1773,08	1401,04	1046,10	707	543	235,72
		$M_{y\ cor}$	7,92	3,61	2,91	5,65	4,61	4,40	7,72
		$M_{z\ cor}$	12,61	19,59	18,30	15,24	20,73	18,84	68,15
	Cas 2	$M_{y\ max}$	14,94	17,35	28,04	36,21	38,70	43,13	54,13
		$M_{z\ cor}$	43,91	14,07	17,40	18,84	19,69	18,91	24,01
		N_{cor}	1015,27	985,74	717,91	489,48	388,96	213,51	141,35
	Cas 3	$M_{z\ max}$	87,46	86,34	72,56	62,04	54,18	43,53	69,94
		$M_{y\ cor}$	3,01	10,65	11,21	12,18	11,93	11,29	9,16
		N_{cor}	1276,86	1130,94	577,72	377,93	276,16	107,56	36,99
	Cas 4	N_{min}	492,06	356,06	259,87	170,55	129,68	56,39	20,03
		$M_{y\ cor}$	4,76	1,20	3,77	4,45	4,39	4,41	0,90
		$M_{z\ cor}$	0,36	3,96	0,36	0,77	0,76	1,05	12,21
ELS	Cas 1	N_{max}	1449,99	1289,92	1019,02	760,66	513,94	394,66	170,97
		$M_{y\ cor}$	5,67	2,63	2,12	2,73	3,36	3,20	5,73
		$M_{z\ cor}$	9,13	14,20	13,28	13,78	15,08	13,69	49,40
ACC	Cas 1	N_{max}	3339,78	2867,15	1937,55	1214,35	679,93	458,38	280,56
		$M_{y\ cor}$	8,09	10,93	15,73	15,29	13,23	17,43	0,17
		$M_{z\ cor}$	296,31	157,95	84,07	48,07	24,28	56,48	84,56
	Cas 2	$M_{y\ max}$	109,15	120,15	135,58	128,53	119,10	104,07	106,18
		$M_{z\ cor}$	0,03	0,70	10,21	13,90	13,37	10	5,54
		N_{cor}	1477,88	1310,57	932,67	601,64	458,75	332,72	127,90
	Cas 3	$M_{z\ max}$	296,31	157,95	97,80	94,26	80,73	81,31	84,56
		$M_{y\ cor}$	8,09	10,93	13,24	11,56	10,39	8,69	0,17
		N_{cor}	3339,78	2867,83	894,76	641,69	520,59	286,60	280,56
	Cas 4	N_{min}	744,25	596,83	455,05	306,08	233,38	90,35	24,71
		$M_{y\ cor}$	20,83	15,36	19,21	20,20	19,08	4,46	3,29
		$M_{z\ cor}$	56,5	20,67	23,48	29,43	26,11	40,59	42,44
Effort tranchant T (KN)		T_{max}	310,80	249,29	250,40	240,34	205,87	179,89	179,06

Brique

Table 6.3 – *Sollicitations des poteaux – Variante brique (ELU, ELS, ACC)*

Combinaison	Section	Sollicitations	100x40	90x40	80x40	70x40	60x40	50x40	40x40
ELU	Cas 1	N_{max}	1930,56	1710,98	1351,98	1009,59	682,63	524,64	227,62
		$M_{y\ cor}$	7,79	3,57	2,85	3,66	4,51	4,29	7,37
		$M_{z\ cor}$	12,41	19,12	17,42	18,01	19,65	17,87	65,68
	Cas 2	$M_{y\ max}$	14,95	16,60	26,81	34,65	37,02	41,30	51,89
		$M_{z\ cor}$	43,03	13,35	16,54	17,91	18,72	17,98	23
		N_{cor}	995,87	954,41	695,30	474,08	376,74	207,05	137,43
	Cas 3	$M_{z\ max}$	86,44	83,04	69,61	59,32	51,75	41,48	67,52
		$M_{y\ cor}$	2,91	10,23	9,72	11,59	11,35	10,71	8,65
		N_{cor}	1250,78	1096,25	655,26	366,68	267,75	105,30	36,72
	Cas 4	N_{min}	490,60	354,69	258,70	169,67	128,79	55,93	20,02
		$M_{y\ cor}$	4,77	1,16	3,67	4,80	4,25	0,77	0,91
		$M_{z\ cor}$	0,10	3,79	0,28	3,17	0,78	8,17	11,80
ELS	Cas 1	N_{max}	1404,89	1243,92	982,68	733,62	495,89	381,00	164,96
		$M_{y\ cor}$	5,65	2,60	2,08	2,67	3,28	3,13	5,32
		$M_{z\ cor}$	8,99	13,85	12,62	13,06	14,26	12,97	47,57
ACC	Cas 1	N_{max}	3277,16	2811,46	1898,45	1187,36	662,48	443,69	273,88
		$M_{y\ cor}$	8,03	10,81	15,56	15,15	13,13	17,17	0,46
		$M_{z\ cor}$	290,98	154,80	82,42	47,03	23,61	55,08	82,41
	Cas 2	$M_{y\ max}$	107,31	117,83	132,89	125,75	116,34	102,50	103,27
		$M_{z\ cor}$	0,09	0,36	10,48	14,16	13,64	10,23	5,91
		N_{cor}	1453,17	1278,13	909,17	585	446,20	323,43	124,43
	Cas 3	$M_{z\ max}$	290,98	154,80	95,38	91,87	78,66	79,16	82,41
		$M_{y\ cor}$	8,03	10,81	13,12	11,41	10,24	8,57	0,46
		N_{cor}	3277,16	2811,46	864,47	620,27	503,40	277,87	273,88
	Cas 4	N_{min}	737,43	590,76	450,12	302,58	230,65	88,84	24,52
		$M_{y\ cor}$	20,54	15,10	18,89	19,83	18,71	4,37	3,21
		$M_{z\ cor}$	55,79	20,26	23,05	28,98	25,65	40,08	41,77
Effort tranchant T (KN)		T_{max}	304,91	245,29	247,09	237,23	203,14	177,64	174,21

Polystyrène

Table 6.4 – *Sollicitations des poteaux – Variante polystyrène (ELU, ELS, ACC)*

Combinaison	Section	Sollicitations	100x40	90x40	80x40	70x40	60x40	50x40	40x40
ELU	Cas 1	N_{max}	1790,95	1570,82	1241,28	927,19	627,62	483,19	209,32
		$M_{y\ cor}$	7,73	3,47	2,71	3,47	4,26	4,06	6,12
		$M_{z\ cor}$	11,97	18,06	15,42	15,81	17,22	15,67	60,11
	Cas 2	$M_{y\ max}$	14,98	14,91	24,04	31,07	33,23	37,17	46,84
		$M_{z\ cor}$	41,03	11,74	14,60	15,80	16,55	15,86	20,71
		N_{cor}	955,35	883,72	644,26	439,32	349,16	192,49	128,58
	Cas 3	$M_{z\ max}$	84,14	75,60	63	53,18	46,25	36,86	62,06
		$M_{y\ cor}$	2,68	9,29	8,74	19,26	10,03	9,41	7,52
		N_{cor}	1191,91	1017,96	611,12	341,29	248,75	100,18	36,11
	Cas 4	N_{min}	487,30	351,61	256,05	167,67	127,36	54,02	20
		$M_{y\ cor}$	4,81	1,06	3,45	4,02	3,94	0,73	0,93
		$M_{z\ cor}$	0,41	3,40	0,08	0,88	0,83	7,41	10,89
ELS	Cas 1	N_{max}	1300,75	1140,10	900,68	672,68	455,14	350,36	151,41
		$M_{y\ cor}$	5,60	2,52	1,97	2,53	3,10	2,96	4,39
		$M_{z\ cor}$	8,66	13,06	11,14	11,43	12,46	11,34	43,44
ACC	Cas 1	N_{max}	3133,33	2683,59	1808,77	1125,78	622,96	410,48	258,64
		$M_{y\ cor}$	7,90	10,52	15,15	14,82	12,87	16,55	1,88
		$M_{z\ cor}$	278,73	147,57	78,63	44,64	22,09	51,87	77,50
	Cas 2	$M_{y\ max}$	103,09	112,82	126,71	119,37	110,04	95,63	96,67
		$M_{z\ cor}$	0,30	0,42	11,06	14,71	14,23	10,73	6,72
		N_{cor}	1396,53	1283,45	855,70	549,45	417,75	302,39	116,57
	Cas 3	$M_{z\ max}$	278,73	147,57	89,84	86,38	73,92	74,25	77,60
		$M_{y\ cor}$	7,90	10,52	12,83	11,04	9,90	8,39	1,88
		N_{cor}	3133,33	2682,59	796,09	571,91	464,60	258,15	258,64
	Cas 4	N_{min}	721,61	576,69	438,72	294,49	224,35	85,39	24,07
		$M_{y\ cor}$	19,88	14,50	18,13	18,97	17,87	4,18	3,03
		$M_{z\ cor}$	53,84	19,32	22,07	27,94	24,59	49,91	40,22
Effort tranchant T (KN)		T_{max}	291,41	235,90	239,39	229,98	196,81	172,49	163,17

On calcule le ferraillage par rapport aux axes z-z et y-y puisqu'il existe deux moments M_{yy} et M_{zz} ; on obtient un ferraillage total symétrique par rapport à ces deux axes.

6.7 Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de section $40 \cdot 40$ cm^2.

6.7.1 Armatures longitudinales

Situation durable et transitoire

État limite ultime (1,35 G + 1,5 P) 1er Cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_{\max} = 235,72 \text{ KN (compression)}$$
$$M_{yy\ \text{cor}} = 7,92 \text{ KN.m}$$
$$M_{zz\ \text{cor}} = 68,15 \text{ KN.m}$$

Calcul suivant l'axe y-y *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{792}{235,72} = 3,35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda \leq \max\left[50; 67\frac{e_0}{h}\right] \quad \text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{3,35}{40} = 5,611 < 100$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiples)}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{214,2}{40} = 18,53$$

$$\lambda = 18,53 < \max[50; 1,356] = 50 \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

$\Rightarrow$ La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N' \cdot \alpha_1$$

$$M' = N' \cdot (e_0 + e_a)$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left[2\text{ cm}; \frac{l}{250}\right] = \max\left[2\text{ cm}; \frac{306}{250}\right] = \max(2\ ;\ 1,22) = 2\text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,81}{40} = 0,020 < 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{18,53}{35}\right)^2 = 1,056$$

$$N'_1 = 235,72 \cdot 1,056 = 248,920\text{ KN}$$

$$M' = 248,920 \cdot (3,35 + 2) \cdot 10^{-2} = 13,283\text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{1328,3}{248,920} = 5,33\text{ cm}$$

$$e_1 = 5,33\text{ cm} < \frac{h}{2} = 20\text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Figure 6.3 – *Position du point d'application de l'effort normal N'*

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_{\text{(I)}} \overset{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \cdot (d - c_1) - M'}_{\text{(II)}}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N_1\left(d - \frac{h}{2}\right) = 13,283 + 248,920(0,36 - \frac{0,4}{2}) = 53,110\text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \cdot 40 - 0,81 \cdot 4) \cdot 14,2 \cdot 40 \cdot 40 = 232652,8\text{ N.m} = 232,652\text{ KN.m}$$

$$(II) = 248,920 \cdot (0,36 - 0,04) - 53,110 = 26,544\text{ KN.m}$$

$(I) = 232,652\text{ KN.m} > (II) = 26,544\text{ KN.m}$ ⇒ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{53110}{14,2 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{53110}{348 \cdot 0,962 \cdot 36} = 4,40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4,40 - \frac{235,72}{100 \cdot 348} = 4,39 \text{ cm}^2$$

Calcul suivant l'axe z-z *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{6815}{235,72} = 28,91 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ L'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section. La section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M + N\left(d - \frac{h}{2}\right) = 68,15 + 235,72(0,36 - \frac{0,4}{2}) = 105,865 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures en flexion simple :

$$\mu = \frac{105865}{14,2 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0,144$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,144}) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,195 = 0,922$$

$$A_1 = \frac{105865}{348 \cdot 0,922 \cdot 36} = 9,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = 9,17 - \frac{235,72}{100 \cdot 348} = 6,12 \text{ cm}^2$$

2e Cas :

Sollicitations : $M_{yy\ \max} = -54,13$ KN.m, $N_{\text{corr}} = 141,35$ KN

$$e_0 = \frac{5413}{141,35} = 38,30 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$M_1 = 54,13 + 141,35(0,36 - 0,20) = 76,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,077 \Rightarrow \alpha = 0,092,\ \beta = 0,963$$

$$A_1 = \frac{76770}{348 \cdot 0,963 \cdot 36} = 6,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = 6,36 - \frac{141,35}{348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

3e Cas :

Sollicitations : $M_{zz\ \max} = 69,94$ KN.m, $N_{\text{corr}} = 36,99$ KN

$$e_0 = \frac{6994}{36,99} = 189,07 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 69,94 + 36,99(0,36 - 0,20) = 75,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,103 \Rightarrow \alpha = 0,136,\ \beta = 0,945$$

$$A_1 = \frac{75850}{348 \cdot 0,945 \cdot 36} = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = 6,40 - \frac{36,99}{348} = 4,22 \text{ cm}^2$$

4e Cas :

Sollicitations : $N_{\min} = 20,03$ KN, $M_{yy\ \text{cor}} = 0,90$ KN.m, $M_{zz\ \text{cor}} = 12,21$ KN.m

Après calculs, on obtient :

— Axe y-y : $A_{FC} = 0$ (section entièrement comprimée)

— Axe z-z : $A_{FC} = 0,66$ cm^2

Situation accidentelle (G + P ± 1,2 E ; 0,8 G ± E)

Les calculs pour les quatre cas (1, 2, 3, 4) donnent les sections d'acier suivantes :

— 1er Cas : $A_{cal} = 6,26$ cm^2

— 2e Cas : $A_{cal} = 6,26$ cm^2

— 3e Cas : $A_{cal} = 2,68$ cm^2

— 4e Cas : $A_{cal} = 0$ cm^2 (axe y-y) et $A_{cal} = 2,68$ cm^2 (axe z-z)

6.7.2 Vérification à l'état limite de service

Après avoir effectué le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de procéder à une vérification à l'état limite de service.

— Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations (M_{ser}, N_{ser}).

— La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

— La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15$ MPa.

Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser}

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{792}{235,72} = 3,35 \text{ cm}$$

$$e_0 = 3,35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Le point d'application de l'effort normal de compression N_s se trouve à l'intérieur de la section.

Figure 6.4 – *Position du point d'application de l'effort normal N^{ser}*

$$e_0 = 3,35 \text{ cm} < \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$B_0 = b \cdot h + 15(A'_1 + A'_2) = 40 \cdot 40 + 15(6,79 + 6,79) = 1803,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d)\right] = \frac{1}{1803,7}\left[\frac{40 \cdot 40^2}{2} + 15(6,79 \cdot 4 + 6,79 \cdot 36)\right] = 20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 = 20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15\left[A_1(V_1 - c_1)^2 + A_2(V_1 - c_2)^2\right]$$

$$I = \frac{40}{3}(20^3 + 20^3) + 15\left[6,79(20-4)^2 + 6,79(20-4)^2\right] = 265480,53 \text{ cm}^4$$

Vérification exacte

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}}\left(\frac{h}{2} - V_1\right) = 7,92 - 235,72\left(\frac{0,40}{2} - 0,20\right) = 7,92 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I}{[B + 15(A_1 + A_2)]\, V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{792}{235,72} = 3,35 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{[B + 15(A_1 + A_2)]\, V_2} = \frac{265480,53}{[40 \cdot 40 + 15(6,79 + 6,79)] \cdot 20} = 7,35 \text{ cm}$$

$$e_G = 3,35 \text{ cm} < \frac{I}{[B + 15(A_1 + A_2)]\, V_2} = 7,35 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \cdot B_0} = \frac{235720}{100 \cdot 1803,7} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{7920}{265480,53} = 0,02$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \cdot V_1 = 1,30 + 0,02 \cdot 20 = 1,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues.

6.7.3 Armatures transversales

Vérification de la perpendicularité des armatures transversales à la ligne moyenne

$$T_{\max} = 179,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{179060}{40 \cdot 40 \cdot 100} = 1,11 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93, article A.5.1.2.1 :

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ; } 5 \text{ MPa}\right) = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L,\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8$ mm avec une nuance d'acier FeE400.

Espacement des armatures transversales

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min} \text{ ; } 40 \text{ cm} \text{ ; } b + 10 \text{ cm}) = \min(15 \cdot 1,4 \text{ ; } 40 \text{ ; } 50 + 10) = \min(21 \text{ ; } 40 \text{ ; } 60) = 21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 2024 (zone V) :

Zone nodale :

$$t \leq \min(b_0/3 \text{ ; } 10 \text{ cm} \text{ ; } 60\phi_l) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$t' \leq \min(b_1/2\ ;\ h_1/2\ ;\ 10\phi_l) \Rightarrow t' = 20 \text{ cm}$$

Calcul de λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{50} = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{3,75 \cdot 179060 \cdot 10}{40 \cdot 400 \cdot 100} = 4,19 \text{ cm}^2$$

On prend $4\phi12 \rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \cdot 40 \cdot 10 = 1,2 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

6.7.4 Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{261}{6}\ ;\ 50\ ;\ 40\ ;\ 50\right) = 50 \text{ cm}$$

6.7.5 Longueur de recouvrement

$$L_r = 50 \cdot \phi_{L,\max} = 50 \cdot 20 = 100 \text{ cm}$$

6.7.6 Conclusion

$$A_{\text{RPA}} = 1\% \cdot b \cdot h = 0,01 \cdot 40 \cdot 40 = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max\left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}\ ;\ \frac{8(b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \cdot 40 \cdot 40}{100}\ ;\ \frac{8(40+40)}{100}\right) = \max(3,2\ ;\ 6,4) = 6,4\,\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}\ ;\ A_{\text{RPA}}\ ;\ A_{\text{BAEL}}) = 16\ \text{cm}^2$$

6.7.7 Choix des armatures

$$4T14 + 2T16 \rightarrow A = 16,34\ \text{cm}^2$$

6.8 Tableau récapitulatif des ferraillages

Ciment

Table 6.5 – *Choix des armatures – Variante ciment*

Section	A_{min} BAEL	A_{min} RPA	A_{cal} (cm²)		**Barres choisies**	A_{eff} (cm²)
			A_{S1}	A_{S2}		
(100×40)	8	40	3,5	2,1	4T20 + 2T20 + 6T14	40,66
(90×40)	7,2	36	3,3	2	4T20 + 2T14 + 6T16	36,26
(80×40)	6,4	32	3	1,8	4T20 + 2T14 + 2T16	32,25
(70×40)	5,6	28	2,8	1,6	4T20 + 2T20 + 4T14	28,52
(60×40)	4,8	24	2,5	1,5	4T16 + 2T20 + 4T14	24,5
(50×40)	4	20	2,3	1,3	4T16 + 2T16 + 6T14	20,1
(40×40)	3,2	16	1	4,4	4T14 + 2T16	16,34

Brique

Table 6.6 – *Choix des armatures – Variante brique*

Section	A_{min} BAEL	A_{min} RPA	A_{cal} (cm²)		**Barres choisies**	A_{eff} (cm²)
			A_{S1}	A_{S2}		
(100×40)	8	40	3,5	2,1	4T20 + 2T20 + 6T14	40,66
(90×40)	7,2	36	3,3	2	4T20 + 2T14 + 6T16	36,26
(80×40)	6,4	32	3	1,8	4T20 + 2T14 + 2T16	32,25
(70×40)	5,6	28	2,8	1,6	4T20 + 2T20 + 4T14	28,52
(60×40)	4,8	24	2,5	1,5	4T16 + 2T20 + 4T14	24,5
(50×40)	4	20	2,3	1,3	4T16 + 2T16 + 6T14	20,1
(40×40)	3,2	16	1	4,4	4T14 + 2T16	16,34

Polystyrène

Table 6.7 – *Choix des armatures – Variante polystyrène*

Section	A_{min} BAEL	A_{min} RPA	A_{cal} (cm²)		Barres choisies	A_{eff} (cm²)
			A_{S1}	A_{S2}		
(100×40)	8	40	3,5	2,1	4T20 + 2T20 + 6T14	40,66
(90×40)	7,2	36	3,3	2	4T20 + 2T14 + 6T16	36,26
(80×40)	6,4	32	3	1,8	4T20 + 2T14 + 2T16	32,25
(70×40)	5,6	28	2,8	1,6	4T20 + 2T20 + 4T14	28,52
(60×40)	4,8	24	2,5	1,5	4T16 + 2T20 + 4T14	24,5
(50×40)	4	20	2,3	1,3	4T16 + 2T16 + 6T14	20,1
(40×40)	3,2	16	1	4,4	4T14 + 2T16	16,34

6.9 Analyse comparative

6.9.1 Comparaison des efforts normaux et tranchants

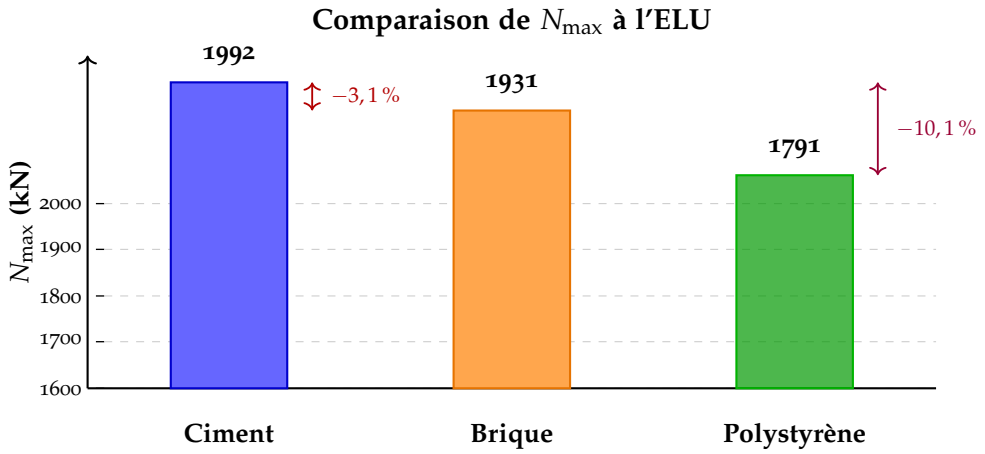


Figure 6.5 – *Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ELU*

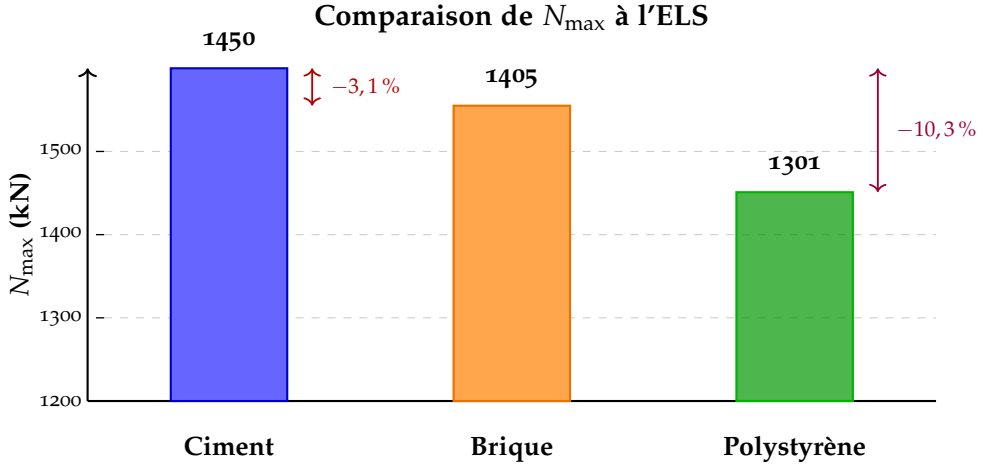


Figure 6.6 – *Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ELS*

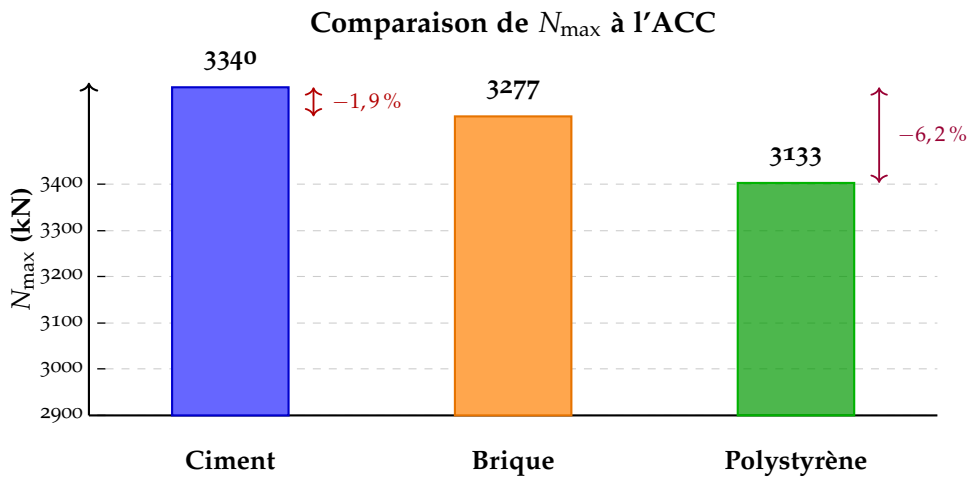


Figure 6.7 – *Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} à l'ACC*

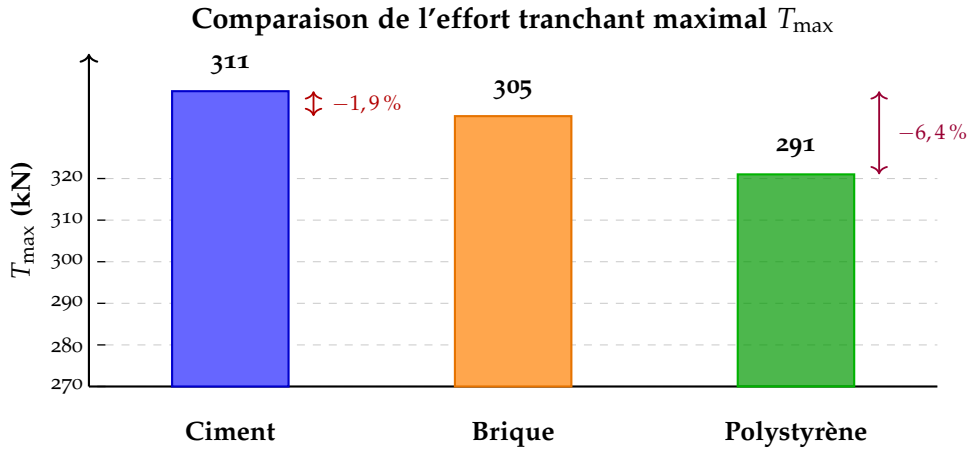


Figure 6.8 – *Comparaison de l'effort tranchant maximal T_{max}*

Les figures 6.5 à 6.8 présentent les efforts normaux maximaux à l'ELU, à l'ELS et à l'ACC, ainsi que l'effort tranchant maximal pour les trois variantes de plancher (ciment, brique et polystyrène).

Effort normal maximal à l'ELU : On constate une diminution progressive de l'effort normal lorsque la masse du plancher diminue. L'effort normal maximal N_{max} à l'ELU passe de 1992 kN pour la variante ciment à 1931 kN pour la variante brique, puis à 1791 kN pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ **3,1 %** entre le ciment et la brique, et **10,1 %** entre le ciment et le polystyrène.

Effort normal maximal à l'ELS : À l'ELS, la même tendance est observée avec des valeurs plus faibles. L'effort normal maximal passe de 1450 kN (ciment) à 1405 kN (brique), puis à 1301 kN (polystyrène), soit une réduction d'environ **3,1 %** et **10,3 %** par rapport à la variante

ciment. Les écarts relatifs sont similaires à ceux de l'ELU, ce qui confirme que la charge d'exploitation (P) a une influence limitée devant le poids propre (G) dans ces combinaisons.

Effort normal maximal à l'ACC : En situation accidentelle (ACC), les efforts sont nettement plus élevés en raison de la prise en compte des forces sismiques. L'effort normal maximal passe de 3340 kN (ciment) à 3277 kN (brique), puis à 3133 kN (polystyrène), soit une réduction d'environ **1,9 %** et **6,2 %**. La réduction est moins marquée qu'à l'ELU, car les efforts sismiques dépendent de la masse totale de la structure, qui diminue avec l'allègement du plancher.

Effort tranchant maximal : L'effort tranchant maximal $T_{\max}$ suit la même tendance, avec des réductions respectives d'environ **1,9 %** entre le ciment et la brique, et **6,4 %** entre le ciment et le polystyrène.

Synthèse : Ces résultats montrent que l'allègement du plancher (passage du ciment au polystyrène) permet de réduire significativement les efforts normaux et tranchants transmis aux poteaux, particulièrement à l'ELU et à l'ELS où les réductions atteignent environ **10 %**. En situation accidentelle, la réduction est plus modérée (environ **6 %**), mais reste non négligeable. La variante polystyrène apparaît ainsi comme la plus performante d'un point de vue mécanique.

Toutefois, les écarts entre les variantes ciment et brique restent faibles (de l'ordre de **2 à 3 %**), ce qui les rend quasi équivalentes en termes de sollicitations. Ainsi, malgré l'influence de la masse du plancher sur les efforts, les trois variantes restent structurellement valables. Cependant, le polystyrène se distingue comme le choix le plus efficace pour minimiser les efforts internes et optimiser le dimensionnement des poteaux, en particulier dans les zones sismiques où la réduction de masse est favorable.

6.9.2 Analyse comparative du ferraillage des poteaux

Les tableaux 6.5, 6.6 et 6.7 présentent le récapitulatif du ferraillage des poteaux pour les trois variantes de plancher (ciment, brique et polystyrène). On constate que les sections d'armatures calculées A_{cal} (colonnes A_{S1} et A_{S2}) sont systématiquement très faibles, voire nulles, par rapport aux sections minimales réglementaires.

Origine des faibles sections d'armatures calculées : Cette situation s'explique par la nature des sollicitations agissant sur les poteaux. Dans toutes les combinaisons étudiées (ELU, ELS

et ACC), les poteaux sont uniquement soumis à des efforts de **compression**. Aucun effort de traction n'est enregistré, ce qui signifie que le béton reprend à lui seul la quasi-totalité de l'effort normal. Les armatures longitudinales ne sont donc pas sollicitées en traction, d'où les sections d'acier calculées très faibles (A_{S1} de l'ordre de 1 à 3,5 cm² et A_{S2} de l'ordre de 1,3 à 4,4 cm² selon les sections).

Gouvernance des sections minimales réglementaires : Cependant, les règles de construction imposent des pourcentages minimaux d'armatures indépendamment des efforts calculés :

- Le **BAEL 91** impose un pourcentage minimum de $A_{\min} = \max\left(\frac{0{,}2 \cdot b \cdot h}{100} \; ; \; \frac{8(b+h)}{100}\right)$.
- Le **RPA 2024** (en zone sismique) impose un pourcentage minimum plus sévère de $A_{\min} = 1\% \cdot b \cdot h$.

C'est le RPA 2024 qui gouverne le dimensionnement final avec des sections d'acier variant de 16 cm² pour la section $40 \cdot 40$ à 40 cm² pour la section $100 \cdot 40$. Les sections minimales BAEL ($3,2$ à 8 cm²) sont systématiquement inférieures aux exigences du RPA 2024.

Conséquence sur les trois variantes de plancher : Les efforts normaux maximaux diffèrent selon la variante (ciment plus lourd, polystyrène plus léger), mais dans tous les cas, ces efforts restent des compressions qui ne sollicitent pas les armatures en traction. Par conséquent, les sections d'armatures calculées A_{cal} sont quasi identiques pour les trois variantes, et c'est toujours l'exigence réglementaire du RPA 2024 qui fixe le ferraillage final.

Ainsi, le ferraillage retenu est **identique** pour les trois variantes, comme le montrent les tableaux où les barres choisies et les sections efficaces A_{eff} sont les mêmes pour le ciment, la brique et le polystyrène.

Interprétation et avantages : Cette situation est très favorable car elle signifie que :

- Les poteaux ne seront jamais sollicités en traction, ce qui est bénéfique pour la durabilité et la résistance du béton (le béton résiste bien en compression).
- Le risque de fissuration due à la traction des armatures est inexistant.
- Le dimensionnement est gouverné par des règles constructives et sismiques (RPA 2024), garantissant une sécurité accrue.
- L'allègement du plancher (variante polystyrène) permet de réduire les efforts sismiques sans pour autant modifier le ferraillage des poteaux, car celui-ci est déjà dimensionné par les exigences minimales du RPA.

Conclusion : Bien que les sollicitations varient légèrement entre les trois variantes de plancher (ciment, brique, polystyrène), le ferraillage final des poteaux reste identique. Ceci est dû à la nature compressive des efforts et à la prédominance des exigences minimales du RPA 2024 ($A_{\min} = 1\% \cdot b \cdot h$) sur les sections d'acier calculées. Cette situation est structurellement saine et assure une marge de sécurité importante. Le choix du type de plancher peut donc être guidé par d'autres considérations (poids, isolation, coût, comportement sismique global) sans impacter le ferraillage des poteaux.

6.10 Dessins de ferraillage

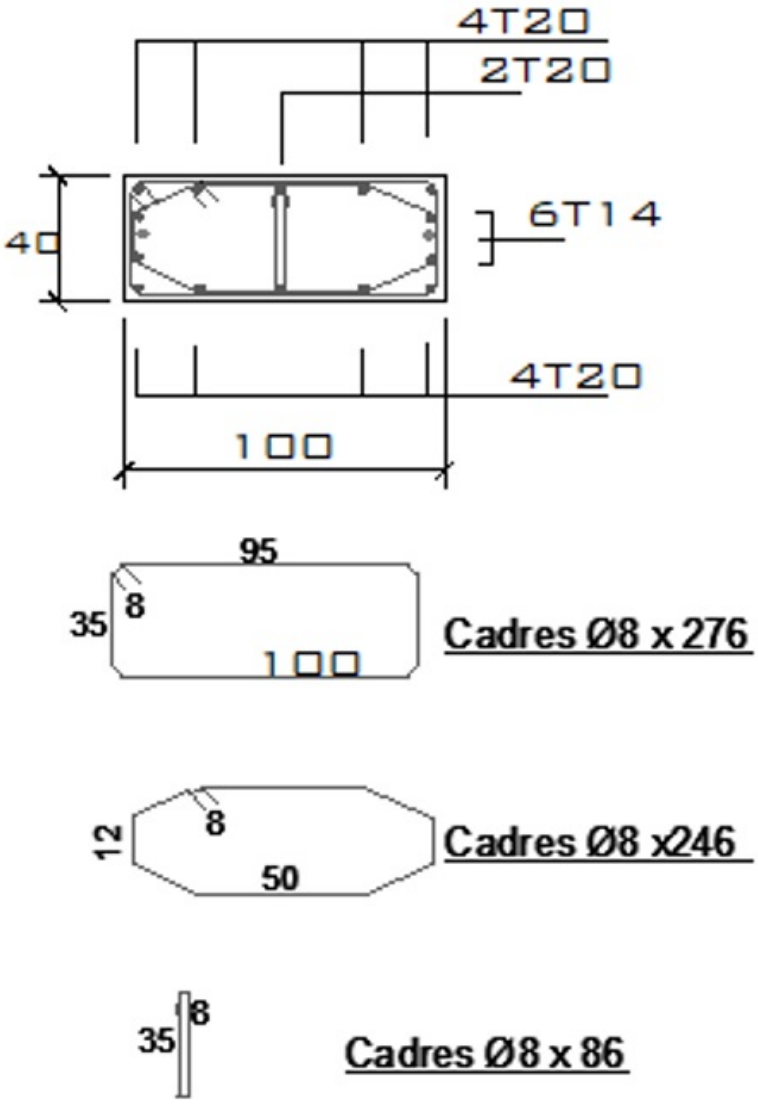


Figure 6.9 – *Ferraillage des poteaux (40x100) cm²*

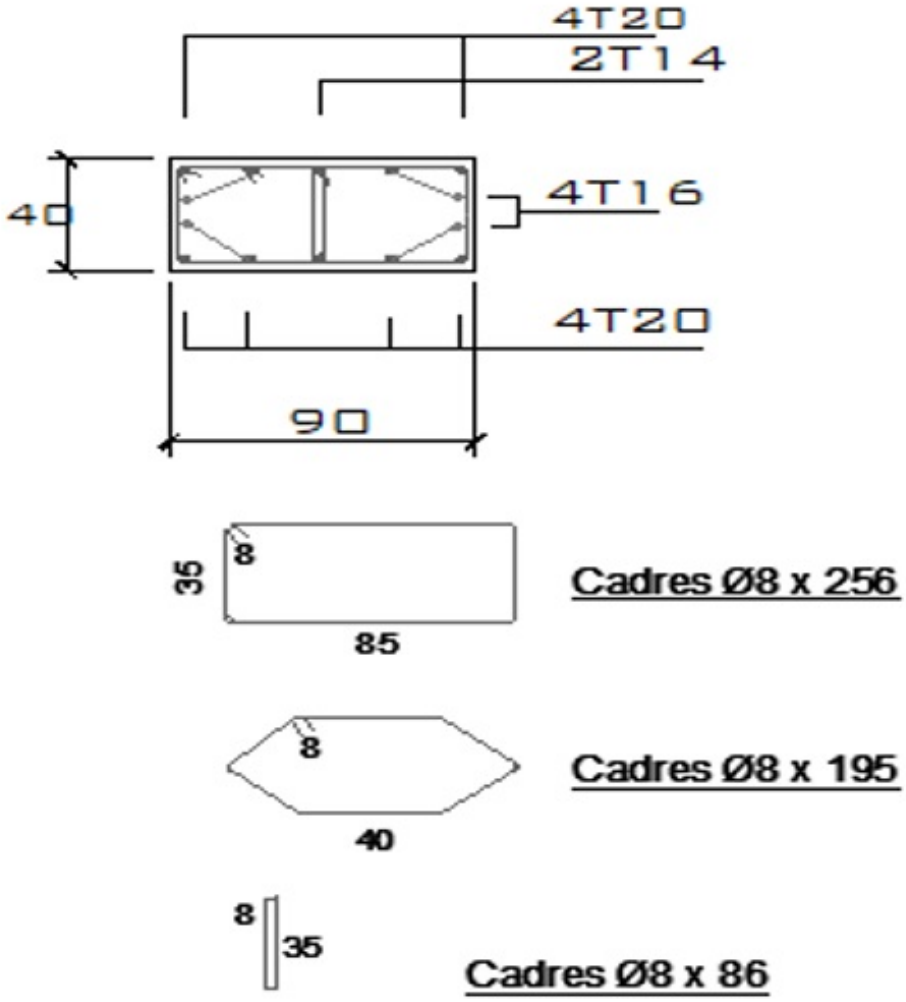


Figure 6.10 – *Ferraillage des poteaux (40x90) cm²*

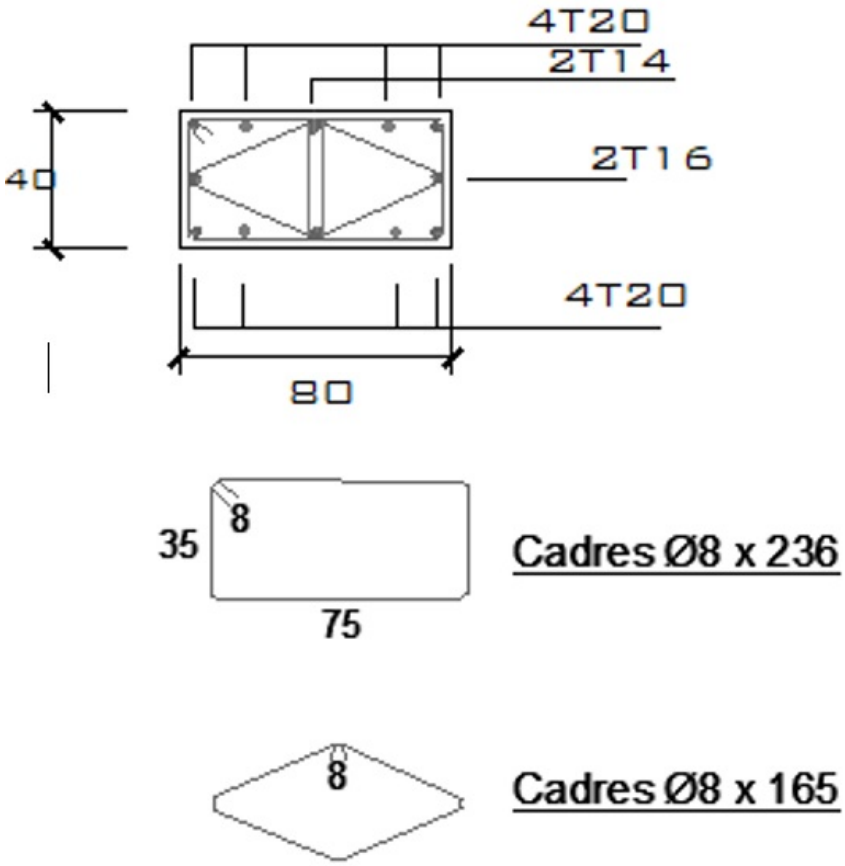


Figure 6.11 – *Ferraillage des poteaux (40x80) cm²*

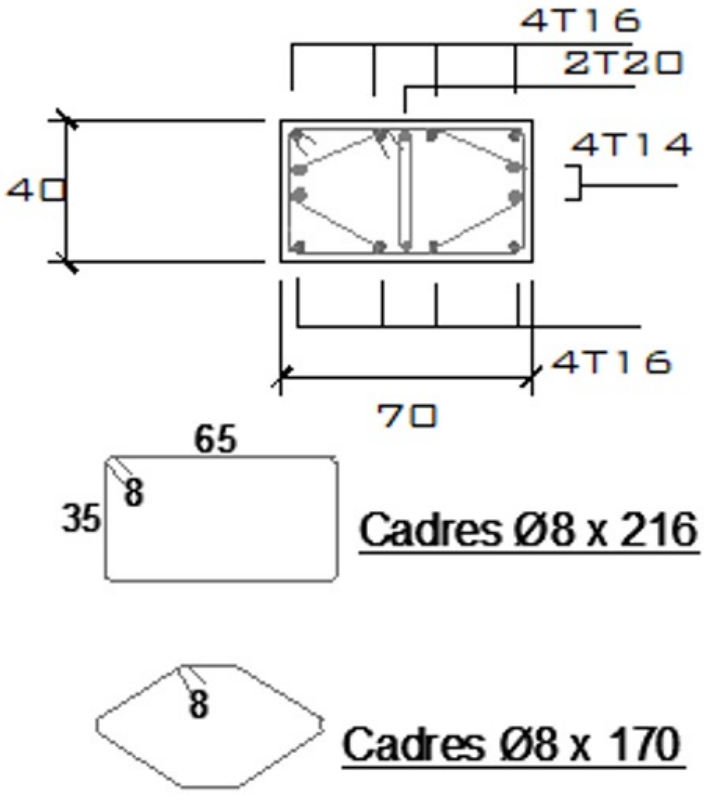


Figure 6.12 – *Ferraillage des poteaux (40x70) cm²*

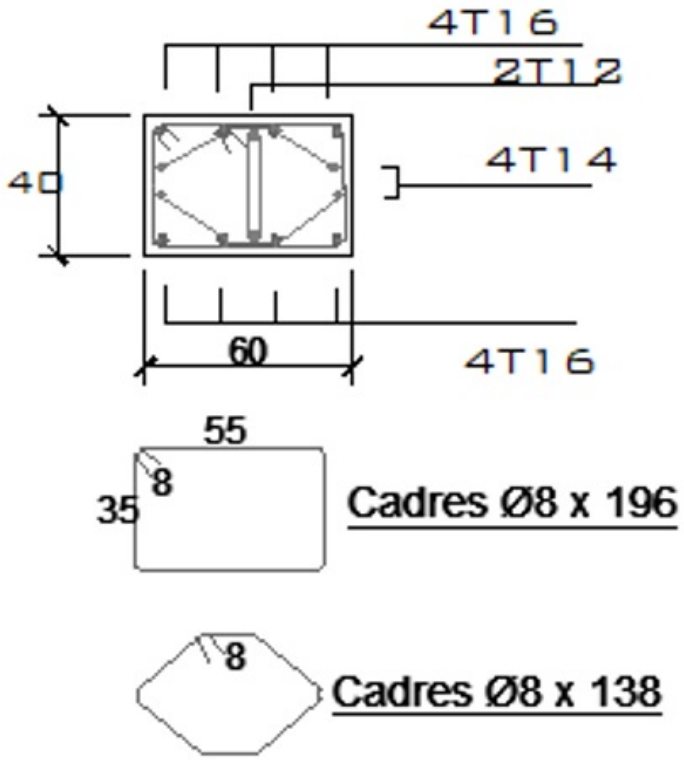


Figure 6.13 – *Ferraillage des poteaux (40x60) cm²*

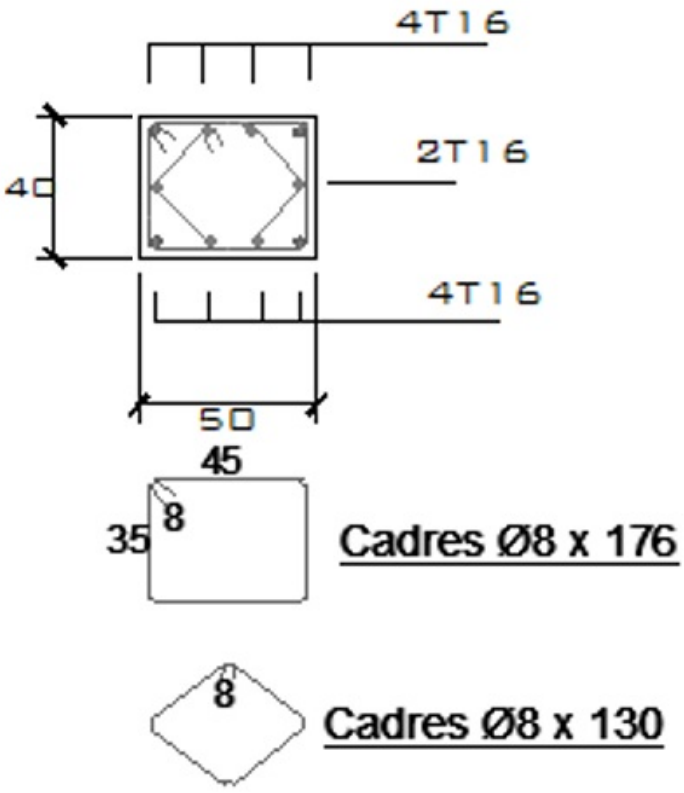


Figure 6.14 – *Ferraillage des poteaux (40x50) cm²*

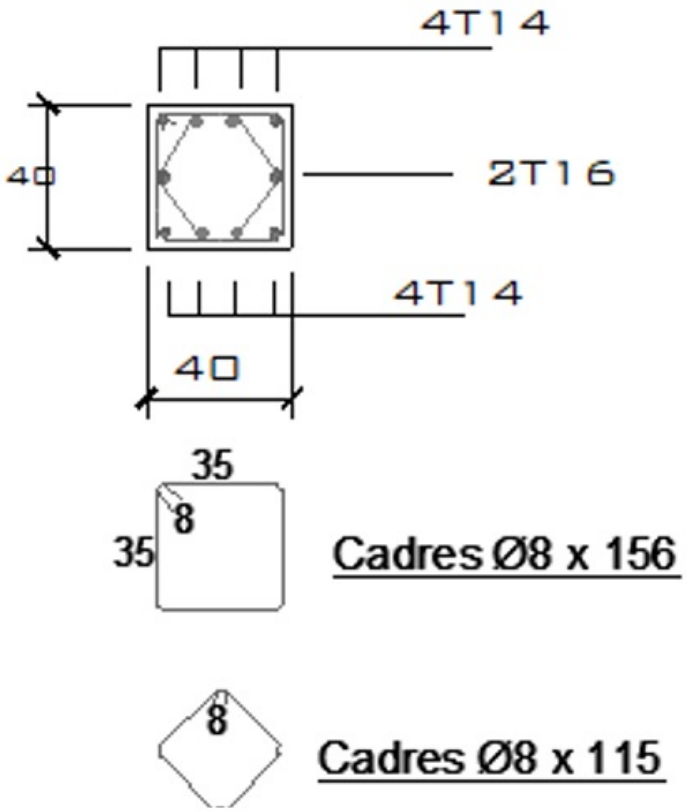


Figure 6.15 – *Ferraillage des poteaux (40x40) cm²*

7

CHAPITRE VII :

Étude des voiles

7.1 Généralités

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024.

Sous l'action des forces horizontales du séisme, ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

— Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

— Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et de la charge sismique.

7.2 Description relative aux armatures des voiles

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

1. Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
2. Détermination de la nature de la section.

En flexion composée, trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures :

— Soit entièrement tendue.

— Soit partiellement comprimée.

— Soit entièrement comprimée.

Tout en admettant que :

— $N < 0$ est un effort de compression.

— $N > 0$ est un effort de traction.

7.3 Dispositions constructives des armatures

On devra disposer les ferraillages suivants selon le RPA 2024 :

— Les armatures verticales.

— Les armatures horizontales.

7.3.1 Ferraillage minimal

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

7.3.2 Pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile (art. 7.7.4)

Selon l'article 7.7.4 du RPA 2024, le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de **0,5%**.

7.3.3 Espacement des armatures

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1,5 \cdot b_w \ ; \ 25 \text{ cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m² (7.32). Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10$.

7.3.4 Longueurs de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

— $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI.

— $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

7.3.5 Aciers de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e} \quad \text{avec} \quad V = 1,4 \cdot V_u$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur d'ancrage minimum de $50\phi_l$.

Figure 7.1 – *Disposition des armatures verticales dans les voiles*

7.4 Vérification au flambement

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme. On doit justifier au flambement quand l'élancement est limité. On peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

7.5 Vérification à l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales

Contraintes limites de cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{\overline{V}_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

avec :

- $\overline{V}_u = 1,4 \cdot V_{\text{calculée}}$
- b : épaisseur du voile
- d : hauteur utile $= 0,9 \cdot h$
- h : hauteur totale de la section brute

7.6 Calcul du ferraillage

Le ferraillage vertical se calcule en flexion composée comme un poteau.
Le ferraillage horizontal se calcule en flexion composée comme une poutre.

À l'aide du logiciel Robot 2025, j'ai trouvé les valeurs de N et M mentionnées dans les tableaux, et pour le calcul des ferraillages, j'ai utilisé EXPERT 2010.

7.7 Tableaux récapitulatifs des sollicitations

Ciment

Table 7.1 – *Sollicitations des voiles – Variante ciment*

Combinaison	Section	Ferraillage vertical		Ferraillage horizontal	
		Sollicitations	Valeur	Sollicitations	Valeur
ELU	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	870,75 3,10	N_{xx} max M_{yy} cor	372,92 4,04
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	648 4,60	N_{xx} cor M_{yy} max	244,08 18,99
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	540,34 1,22	N_{xx} min M_{yy} cor	297,75 4,41
ELS	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	630,43 2,25	N_{xx} max M_{yy} cor	263,98 2,93
ACC	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	2149,6 1,49	N_{xx} max M_{yy} cor	921,21 2,25
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	32,39 9,55	N_{xx} cor M_{yy} max	98,11 21,55
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	349,51 0,09	N_{xx} min M_{yy} cor	135,42 0,05
Effort tranchant (KN)		67,32		27,72	

Brique

Table 7.2 – *Sollicitations des voiles – Variante brique*

Combinaison	Section	Ferraillage vertical		Ferraillage horizontal	
		Sollicitations	Valeur	Sollicitations	Valeur
ELU	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	834,79 2,99	N_{xx} max M_{yy} cor	357,22 3,87
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	58,87 25,73	N_{xx} cor M_{yy} max	18,33 234,67
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	515,89 1,18	N_{xx} min M_{yy} cor	284,76 4,20
ELS	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	603,80 2,17	N_{xx} max M_{yy} cor	258,35 2,80
ACC	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	2115,4 1,57	N_{xx} max M_{yy} cor	880,39 2,50
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	31,05 9,31	N_{xx} cor M_{yy} max	94,57 21,19
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	338,29 0,09	N_{xx} min M_{yy} cor	129,64 0,05
Effort tranchant (KN)		65,70		27,00	

Polystyrène

Table 7.3 – *Sollicitations des voiles – Variante polystyrène*

Combinaison	Section	Ferraillage vertical		Ferraillage horizontal	
		Sollicitations	Valeur	Sollicitations	Valeur
ELU	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	753,63 2,75	N_{xx} max M_{yy} cor	321,77 3,46
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	566,76 4,07	N_{xx} cor M_{yy} max	213,41 16,85
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	460,72 1,08	N_{xx} min M_{yy} cor	255,44 3,72
ELS	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	543,68 1,99	N_{xx} max M_{yy} cor	232,10 2,50
ACC	Cas 1	N_{yy} max M_{xx} cor	2036,1 1,43	N_{xx} max M_{yy} cor	880,39 2,69
	Cas 2	N_{yy} cor M_{xx} max	52,35 8,81	N_{xx} cor M_{yy} max	86,53 20,37
	Cas 3	N_{yy} min M_{xx} cor	313,01 0,08	N_{xx} min M_{yy} cor	116,62 0,04
Effort tranchant (KN)		65,16		26,82	

7.8 Exemple de calcul

7.8.1 Sens x-x

État limite ultime :

$$N_{xx\ \max} = 372,92 \text{ KN}, \quad M_{yy} = 4,04 \text{ KN.m}$$

État limite de service :

$$N_{xx\ \max} = 263,98 \text{ KN}, \quad M_{yy} = 2,93 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle :

$$N_{xx\ \max} = 921,21 \text{ KN}, \quad M_{yy} = 2,25 \text{ KN.m}$$

$N_{xx\ \max}$ et $N_{yy} \rightarrow$ Le ferraillage vertical se calcule en flexion composée comme une poutre.

7.8.2 Sens y-y

État limite ultime :

$$N_{yy\ \max} = 870,75 \text{ KN}, \quad M_{xx} = 3,10 \text{ KN.m}$$

État limite de service :

$$N_{yy\ \max} = 630,43 \text{ KN}, \quad M_{xx} = 2,25 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle :

$$N_{yy\ \max} = 2149,6 \text{ KN}, \quad M_{xx} = 1,49 \text{ KN.m}$$

$N_{yy\ \max}$ et $N_{xx} \rightarrow$ Le ferraillage horizontal se calcule en flexion composée comme un poteau.

7.8.3 Vérification au flambement

$$\overline{\lambda} = \max\left[50\ ;\ \min\left(\frac{67 \cdot e_a}{h}\ ;\ 100\right)\right]$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}\ ;\ h/250) = 2 \text{ cm}$$

$$\overline{\lambda} = \max\left[50\ ;\ \min\left(\frac{67 \cdot 2}{100}\ ;\ 100\right)\right] = 50$$

$$\lambda = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$l_f = 0,7 \cdot 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,142 \cdot \frac{\sqrt{12}}{0,2} = 37,10$$

$\lambda = 37,10 < \overline{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée avec majoration des sollicitations et de l'excen

7.8.4 Ferraillage suivant l'axe x-x

Figure 7.2 – *Section de calcul suivant l'axe X-X*

État limite ultime

Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :

$$e = \frac{M_{yy}}{N_{xx}} = \frac{404}{372,92} = 1,08 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Le point d'application de l'effort normal de compression N' se trouve en dehors de la section.

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_f = M_{yy} + N_{xx} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4,04 + 372,92 \cdot \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) = 33,873 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{33873}{14,2 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,094$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33873}{348 \cdot 0,962 \cdot 18} = 5,62 \text{ cm}^2$$

État limite de service

Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :

$$e = \frac{M_{yy}}{N_{xx}} = \frac{293}{263,98} = 1,10 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_f = 2,93 + 263,98 \cdot (0,18 - 0,10) = 24,048 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{24048}{14,2 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,052$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,052}) = 0,066$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,066 = 0,973$$

$$A_1 = \frac{24048}{348 \cdot 0,973 \cdot 18} = 3,945 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N_{xx\ \max}} = \frac{225}{921,21} = 0,244 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_f = 2,25 + 921,21 \cdot (0,18 - 0,10) = 75,946 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{75946}{18,48 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,126$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,126}) = 0,168$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,168 = 0,932$$

$$A_1 = \frac{75946}{400 \cdot 0,932 \cdot 18} = 11,31 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 11,31 - \frac{92121}{100 \cdot 400} = 11,31 - 2,30 = 9,01 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales (art. 7.7.4 – 0,5%)

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot (20 \cdot 100) = 10 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{cal}} = \max(9,01 \ ; \ 10) = 10 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

On choisit $4\phi16 + 6\phi14$:

$$A = 4 \cdot 2,01 + 6 \cdot 1,54 = 8,04 + 9,24 = 17,28 \text{ cm}^2$$

Cependant, pour des raisons constructives et pour se conformer aux dispositions du RPA 2024, on retient :

$$4\phi16 + 6\phi14 \rightarrow A = 20,86 \text{ cm}^2$$

7.8.5 Ferraillage suivant l'axe y-y

Figure 7.3 – *Section de calcul suivant l'axe Y-Y*

État limite ultime

$$N_{yy \ \max} = 870,75 \text{ KN}, \quad M_{xx} = 3,10 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M_{xx}}{N_{yy}} = \frac{310}{870,75} = 0,35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

Vérification de la compression excentrée :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h} = 3,46 \cdot \frac{214,2}{20} = 37,056$$

$$\lambda = 37,057 < \max[50\ ;\ 1,356] = 50 \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm}\ ;\ \frac{l}{250}\right] = \max(2\ ;\ 1,22) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = 0,0175 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{37,056}{35}\right)^2 = 1,224$$

$$N_1' = 870,75 \cdot 1,224 = 1065,798 \text{ KN}$$

$$M' = 1065,798 \cdot (0,35 + 2) \cdot 10^{-2} = 25,046 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal N_1' :

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{2504,6}{1065,798} = 2,34 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1' = M' + N_1'\left(d - \frac{h}{2}\right) = 25,045 + 1065,798 \cdot (0,18 - 0,10) = 110,308 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \cdot 20 - 0,81 \cdot 2) \cdot 14,2 \cdot 100 \cdot 20 = 145,408 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1065,798 \cdot (0,18 - 0,02) - 110,308 = 60,219 \text{ KN.m}$$

$$(I) > (II) \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

Calcul des armatures en flexion simple :

$$\mu = \frac{110308}{14,2 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,239$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,239}) = 0,346$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,346 = 0,861$$

$$A_1 = \frac{110308}{348 \cdot 0,861 \cdot 18} = 20,452 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = 20,452 - \frac{870750}{100 \cdot 348} = -4,56 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

État limite de service

Après calculs similaires : $A_{FC} = 0$

Situation accidentelle

Après calculs : $A_{FC} = 0$

Armatures minimales (art. 7.7.4 – 0,5%)

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot (20 \cdot 100) = 10 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{cal}} \; ; \; A_{\min}) = 10 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

On choisit la même section que pour le sens x-x par souci de symétrie et de simplicité constructive :

$$4\phi 16 + 6\phi 14 \rightarrow A = 20,86 \text{ cm}^2$$

7.8.6 Espacement des armatures

Espacement minimal des barres verticales S : En zone courante :

$$S \leq \min(1,5 \cdot e \ ; \ 25 \text{ cm}) = \min(30 \ ; \ 25) = 25 \text{ cm}$$

On adoptera un espacement : $S = 20$ cm cm (en zone courante).

$$S' = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \ \text{(en zone d'extrémité)}$$

Espacement minimal des armatures horizontales :

$$\delta_i \leq \min(2 \cdot 20 \ ; \ 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{(en zone courante)}$$

On adoptera un espacement : $S = 20$ cm cm (en zone courante).

$$\delta_i \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

7.8.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28} \ ; \ 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Sens x-x (ferraillage vertical) :

— Ciment : $T_u = 67,32$ kN

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{67,3210^3}{10018} = 3,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,74 \text{ MPa} > \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

— Brique : $T_u = 65,70$ kN

$$\tau_b = \frac{65,7010^3}{10018} = 3,65 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa}$$

— Polystyrène : $T_u = 65,16$ kN

$$\tau_b = \frac{65,1610^3}{10018} = 3,62 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa}$$

Sens y-y (ferraillage horizontal) :

— Ciment : $T_u = 27,72$ kN

$$\tau_b = \frac{27,7210^3}{10018} = 1,54 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

— Brique : $T_u = 27,00$ kN

$$\tau_b = \frac{27,0010^3}{10018} = 1,50 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

— Polystyrène : $T_u = 26,82$ kN

$$\tau_b = \frac{26,8210^3}{10018} = 1,49 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Étant donné que la contrainte de cisaillement calculée τ_b est inférieure à la contrainte limite $\overline{\tau}_u$, aucune armature transversale (armatures d'effort tranchant) n'est nécessaire. Le béton seul reprend l'effort tranchant. Seules les armatures minimales réglementaires (verticales et horizontales) sont requises.

7.9 Tableau récapitulatif du ferraillage des voiles

Ciment

Table 7.4 – *Ferraillage des voiles – Variante ciment*

Sens de ferraillage	A_{cal} (cm²)	$A_{\min}$ BAEL (cm²)	$A_{\min}$ RPA (cm²)	A_{eff} (cm²)	Barres choisies
Ferraillage vertical	4	4	10	11,30	2 nap 5T12
Ferraillage horizontal	4	4	10	11,30	2 nap 5T12

Brique

Table 7.5 – *Ferraillage des voiles – Variante brique*

Sens de ferraillage	A_{cal} (cm²)	$A_{\min}$ BAEL (cm²)	$A_{\min}$ RPA (cm²)	A_{eff} (cm²)	Barres choisies
Ferraillage vertical	4	4	10	11,30	2 nap 5T12
Ferraillage horizontal	4	4	10	11,30	2 nap 5T12

Polystyrène

Table 7.6 – *Ferraillage des voiles – Variante polystyrène*

Sens de ferraillage	A_{cal} (cm²)	$A_{\min}$ BAEL (cm²)	$A_{\min}$ RPA (cm²)	A_{eff} (cm²)	Barres choisies
Ferraillage vertical	4	4	10	11,30	2 nap 5T12
Ferraillage horizontal	4	4	10	11,30	2 nap 5T12

7.9.1 Comparaison des efforts normaux maximaux dans les voiles

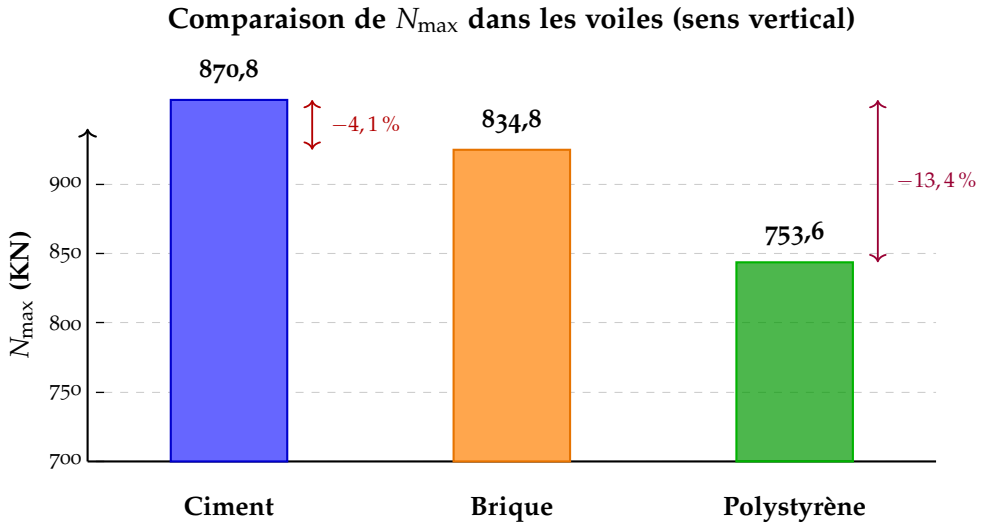


Figure 7.4 – *Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} dans les voiles – Sens vertical (ferraillage vertical)*

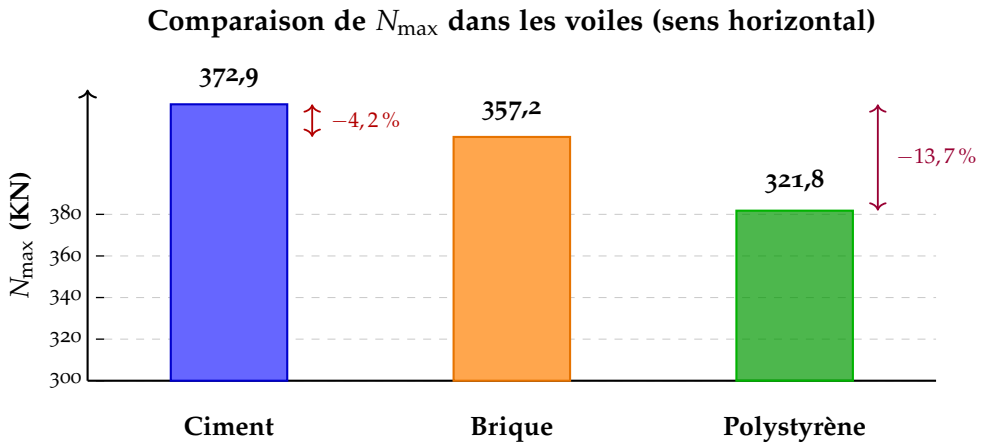


Figure 7.5 – *Comparaison de l'effort normal maximal N_{max} dans les voiles – Sens horizontal (ferraillage horizontal)*

Les figures 7.4 et 7.5 présentent la comparaison des efforts normaux maximaux N_{max} dans les voiles pour les trois variantes de plancher.

Sens vertical (ferraillage vertical) : L'effort normal maximal $N_{yy\ max}$ passe de 870,75 KN pour la variante ciment à 834,79 KN pour la variante brique, puis à 753,63 KN pour la variante polystyrène, soit une réduction d'environ **4,1 %** et **13,4 %** par rapport à la variante ciment.

Sens horizontal (ferraillage horizontal) : L'effort normal maximal $N_{xx\ max}$ passe de 372,92 KN (ciment) à 357,22 KN (brique), puis à 321,77 KN (polystyrène), soit une réduction d'environ **4,2 %** et **13,7 %**.

Conclusion : L'allègement du plancher (passage du ciment au polystyrène) permet de réduire significativement les efforts normaux dans les voiles, avec une diminution moyenne de l'ordre de **13 à 14 %**. La variante polystyrène apparaît ainsi comme la plus performante pour minimiser les efforts verticaux et horizontaux transmis aux voiles.

7.9.2 Analyse comparative du ferraillage des voiles

Les tableaux montrent que le ferraillage retenu est strictement identique pour les trois variantes de plancher (ciment, brique, polystyrène).

Pourquoi le ferraillage est-il identique ? Dans toutes les combinaisons étudiées (ELU, ELS, ACC), les voiles sont entièrement comprimées. Le béton reprend seul l'effort normal, et le calcul théorique donne une section d'acier quasi nulle. Par règlement (BAEL 91), on remonte à la section minimale de 4 cm^2 (0,2

Quelle exigence gouverne ? Le RPA 2024 (article 7.7.4) impose 0,5

Choix des armatures :

$$2 \text{ nap } 5\text{T}12 \rightarrow A_{\text{eff}} = 2 \cdot (5 \cdot 1,13) = 11,30 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Le ferraillage des voiles est identique pour les trois variantes de plancher (ciment, brique, polystyrène) dans les cas étudiés. Cette situation s'explique par le fait que, dans toutes les combinaisons de charges considérées, la section est restée entièrement comprimée. Le béton reprend seul l'effort normal, et le calcul théorique en flexion composée conduit à une section d'acier quasi nulle. Par conséquent, le dimensionnement est gouverné par les exigences minimales réglementaires (BAEL puis RPA 2024).

Remarque sur les autres cas de figure : Selon la position de l'effort normal, trois cas peuvent se présenter :

- **Section entièrement comprimée** : le béton reprend seul l'effort normal. Le calcul donne une section d'acier quasi nulle. Le ferraillage est gouverné par les minima réglementaires (BAEL, RPA). C'est le cas rencontré dans cette étude.
- **Section partiellement comprimée** : une partie de la section est tendue. Le calcul donne une section d'acier non nulle, fonction des sollicitations. L'influence du type de plancher devient significative.

— **Section entièrement tendue** : le béton ne résiste pas à la traction. La totalité de l'effort est reprise par les armatures. La section d'acier est directement proportionnelle à l'effort de traction. L'influence du type de plancher est alors maximale.

Dans la présente étude, toutes les sections sont entièrement comprimées, ce qui explique l'absence d'influence du type de plancher sur le ferraillage des voiles. Si une section devenait partiellement comprimée ou tendue, le calcul en flexion composée prendrait automatiquement en compte cette différence.

7.10 Dessin de ferraillage

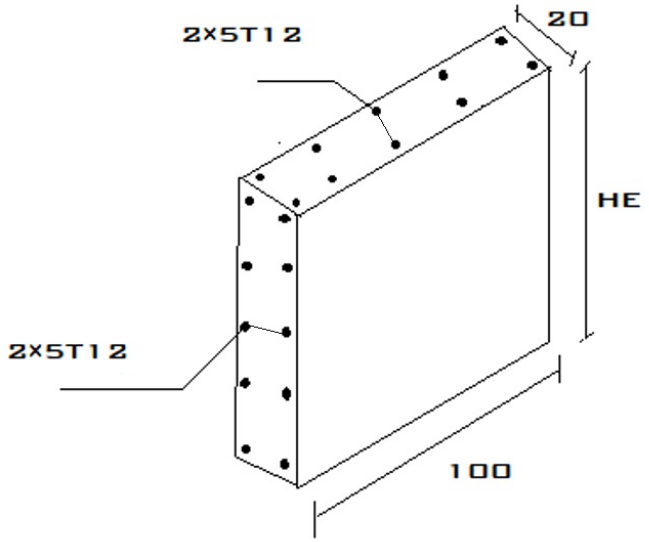


Figure 7.6 – *Dessin de ferraillage des voiles*

8

CHAPITRE VIII :

Fondations

8.1 Étude du radier général

8.1.1 Condition de choix du radier général

Un radier général est retenu lorsque la surface totale des semelles isolées nécessaires dépasse 50 % de la surface du bâtiment, ou lorsque la contrainte admissible du sol est trop faible pour un dimensionnement économique des semelles.

8.1.2 Prédimensionnement

Hauteur totale du radier

La hauteur h du radier est déterminée à partir des conditions suivantes.

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

avec $L = 4,90\,\text{m}$ (plus grande portée entre poteaux). On obtient :

$$0,61\,\text{m} \leq h \leq 0,98\,\text{m}.$$

Condition de rigidité Pour qu'un radier soit rigide, il faut :

$$L \leq \frac{\pi L_e}{2}$$

où la longueur élastique L_e est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}.$$

Avec :

- $E = 3 \cdot 10^4\,\text{MPa}$ (module d'élasticité du béton),
- $K = 40\,\text{MN/m}^3$ (module de réaction du sol, sol de densité moyenne),
- $I = \dfrac{bh^3}{12}$ (inertie du radier),
- b : largeur du radier.

Pour $L = 4,90\,\text{m}$, on obtient :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 40}{3 \cdot 10^4}\left(\frac{2 \cdot 4,90}{3,14}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,61\,\text{m}.$$

Condition de non-cisaillement (BAEL91/A5.2,2) La contrainte limite de cisaillement (fissuration préjudiciable) est :

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

L'effort tranchant maximal est obtenu par les formules de répartition dans un panneau travaillant dans les deux sens ($L_x = 4,50\,\text{m}$, $L_y = 4,90\,\text{m}$) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,92 \Rightarrow \text{travée dans les deux directions.}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}, \qquad T_y = \frac{q_u \cdot L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}.$$

Avec $q_u = 14,95\,\text{kN/m}^2$, on obtient :

$$T_x = 19,66\,\text{kN/m}, \quad T_y = 15,22\,\text{kN/m}.$$

La hauteur utile $d = 0,9h$ doit satisfaire :

$$h \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot b \cdot \overline{\tau}_u} = \frac{19,66 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 10^4} = 0,87\,\text{m}.$$

Condition de non-poinçonnement La charge maximale sous poteau ($N_u = 2000,69\,\text{kN}$) doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec U_c périmètre du contour cisaillé :

$$U_c = 2(a + b + 2h), \quad a = 100\,\text{cm}, \quad b = 40\,\text{cm}.$$

L'inégalité conduit à :

$$0,045 \cdot 2 \cdot (140 + 2h) \cdot h \cdot 25 - 2000,69 \cdot 10^3 \geq 0$$

$$\Rightarrow 0,405\,h^2 + 3262,5\,h - 2\,000\,690 \geq 0$$

$$\Rightarrow h \geq 5,73\,\text{m}.$$

Conclusion du prédimensionnement Toutes les conditions étant satisfaites, on retient une hauteur de radier :

$$\boxed{h = 100\,\text{cm}}.$$

8.1.3 Débordement du radier

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}\ ;\ 30\,\text{cm}\right) = \max(50\ ;\ 30) = 50\,\text{cm}.$$

8.1.4 Hauteur de la nervure

$$h' \geq \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45\,\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h' = 60\,\text{cm}.$$

8.1.5 Épaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{450}{20} = 22,5\,\text{cm} \quad \Rightarrow \quad e = 40\,\text{cm}.$$

Figure 8.1 – *Dimensions du radier*

8.1.6 Prédimensionnement des poutres du radier

On distingue les poutres principales et secondaires.

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h, \qquad b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2},\ \frac{L}{10}\right), \qquad b = 2b_1 + b_0.$$

Avec $L_x = 450\,\text{cm},\ L_y = 490\,\text{cm}$:

Table 8.1 – *Dimensions des poutres du radier*

Type	h (cm)	h_0 (cm)	b_0 (cm)	b (cm)
Poutres principales	100	40	40	130
Poutres secondaires	100	40	40	110

8.1.7 Caractéristiques du radier

— Épaisseur de la dalle : $e = 40\,\text{cm}$

— Hauteur totale : $h = 100\,\text{cm}$

— Surface : $S = 430,35\,\text{m}^2$

— Inerties : $I_{xx} = 30755,36\,\text{m}^4$, $I_{yy} = 5581,71\,\text{m}^4$

— Coordonnées du centre de gravité : $V_x = 15,30\,\text{m}$, $V_z = 6,50\,\text{m}$

8.1.8 Propriétés des matériaux et du sol

Caractéristiques du sol

Table 8.2 – *Caractéristiques du sol (sable graveleux jaunâtre)*

Paramètre	Valeur	Unité	Source / Méthode
Contrainte admissible	180	kPa	Calcul G2 AVP (fond. superficielles) (p. 39)
Module de réaction vertical K_v	24 000	kN/m^3	Norme NF P 94-261/2017 (p. 38)
Module de réaction horizontal K_h	12 000	kN/m^3	Estimation $K_h \approx K_v/2$
Angle de frottement φ	30	°	Moyenne essais cisaillement + SPT (p. 22, 28)
Cohésion effective c'	0	kPa	Négligeable (sol pulvérulent)
Poids volumique γ	18,0	kN/m^3	Essais physiques (p. 24-25)
Profondeur d'ancrage D	1,50	m	Essais physiques (p. 30-31)

Béton ($f_{c28} = 25\,\textbf{MPa}$)

$$\begin{aligned}
&\text{ELU :} && \gamma_b = 1,15, \quad f_{cd} = 14,17\,\text{MPa}\\
&\text{Accidentel :} && \gamma_b = 1,00, \quad f_{cd} = 18,48\,\text{MPa}\\
&\text{Module instantané :} && E_i = 11\,000\sqrt{f_{c28}} = 32\,164\,\text{MPa}\\
&\text{Module différé :} && E_d = 3\,700\sqrt{f_{c28}} = 10\,819\,\text{MPa}
\end{aligned}$$

Acier FeE400 ($f_e = 400\,\textbf{MPa}$)

$$\begin{aligned}
&\text{ELU :} && \gamma_s = 1,15, \quad f_{yd} = 348\,\text{MPa}\\
&\text{Accidentel :} && \gamma_s = 1,00, \quad f_{yd} = 400\,\text{MPa}
\end{aligned}$$

Contraintes admissibles à l'ELS

$$\sigma_{bc,\text{adm}} = 0,6 f_{c28} = 15\,\text{MPa}, \qquad \tau_{\text{adm}} = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b},\ 4\right) = 2,5\,\text{MPa}.$$

Charges supplémentaires : Pour toutes les fondations étudiées, on considère en plus du poids propre de la fondation (longrine, avant poteaux, etc.) la charge de la dalle flotante, du revêtement et du remblais pour un ancrage d'au moins 3,5 m :

$$P = 1 \cdot 18 + 0,2 \cdot 22 + 1,1 = 22,0\ \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{on prend } 25\ \text{KN/m}^2.$$

8.2 Vérifications du dimensionnement

8.2.1 Vérification de la stabilité

Table 8.3 – *Vérification de la stabilité*

Vérification	Formule	Nomenclature
Rigidité	$L \leq \frac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb_{\text{panel}}}}$	E : module d'élasticité (kN/cm²) I : moment d'inertie (cm) K : module de réaction du sol (kN/cm³)
Poinçonnement	$P_u \leq 0{,}045\, U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $U_c = 2(a+h) + 2(b+h) = 480$ cm	b : largeur du panneau (cm) L_e : longueur équivalente (cm) P_u : effort tranchant sous poteau (kN) U_c : périmètre critique (cm) a, b : dimensions de la base du poteau (cm) h : hauteur totale du radier (cm) f_{c28} : résistance du béton (MPa) γ_b : coefficient partiel béton
Glissement	$\frac{R_d}{H_{Ed}} \geq 1{,}25$ $R_d = \alpha \cdot V_{Ed} \tan\varphi + c' A$	V_{Ed} : effort vertical de calcul (kN) H_{Ed} : effort horizontal de calcul (kN) φ : angle de frottement du sol (°) c' : cohésion (kPa) α : coefficient lié à la nature du sol A : surface totale de la fondation (m²) R_d : résistance caractéristique (kN)
Renversement	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1{,}3$ $M_s = V_{Ed} \cdot \frac{l_x}{2}$ (à vérifier dans les deux sens)	M_s : moment stabilisant (kN·m) M_r : moment renversant (kN·m) obtenu par calcul des moments horizontaux (M_x, M_y) pour les efforts sismiques EX, EY V_{Ed} : effort vertical total (kN) l_x, l_y : bras (m) considérés dans les deux directions (longueur utile de la semelle en x, y)

8.2.2 Variante ciment

Table 8.4 – *Vérifications – Variante ciment*

Vérification	Formule	Valeurs / Résultats	Conclusion
Rigidité Sens X	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 130\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 100\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 9207{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 14459{,}40\,\text{cm}$ $L = 450\,\text{cm}$	OK
Rigidité Sens Y	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 110\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 80\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 7640{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 11997{,}50\,\text{cm}$ $L = 500\,\text{cm}$	OK
Poinçonnement	$P_u \leq 0{,}045\, U_c\, h\, \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $U_c = 2(a+h) + 2(b+h) = 760\,\text{cm}$	$a = 40\,\text{cm}$, $b = 100\,\text{cm}$ $h = 120\text{cm}$, $U_c = 760\,\text{cm}$ $P_{u,\max} \approx 89217{,}39$ $P_u = 2104{,}75\,\text{kN}$	OK
Glissement	$\dfrac{R_d}{H_{Ed}} \geq 1{,}25$ $R_d = \alpha \cdot V_{Ed} \tan\varphi + c' \cdot A$ $R_d = 22629{,}94\,\text{kN}$	$V_{Ed} = 97990{,}54\,\text{kN}$, $c' = 0$, $\varphi = 30°$, (sol pulvérulent) $R_d \approx 22629{,}94\,\text{kN}$ $H_{Ed} = 840{,}99\,\text{kN, m}^2$ $A = 475{,}62 \quad R_d / H_{Ed} = 26{,}90$	OK
Renversement Sens X	$\dfrac{M_{s,x}}{M_{r,x}} \geq 1{,}3$ $M_{s,x} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_y}{2} = 739828{,}57$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,x} = 10233{,}21\,\text{kN·m}$ $M_{s,x} / M_{r,x} \approx 72{,}29$	OK
Renversement Sens Y	$\dfrac{M_{s,y}}{M_{r,y}} \geq 1{,}3$ $M_{s,y} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_x}{2} = 1548250{,}53$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,y} = 9966{,}82\,\text{kN·m}$ $M_{s,y} / M_{r,y} \approx 155{,}34$	OK

8.2.3 Variante Brique

Table 8.5 – *Vérifications – Variante brique*

Vérification	Formule	Valeurs / Résultats	Conclusion
Rigidité Sens X	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 130\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 100\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 9207{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 14459{,}40\,\text{cm}$ $L = 450\,\text{cm}$	OK
Rigidité Sens Y	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 110\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 80\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 7640{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 11997{,}50\,\text{cm}$ $L = 500\,\text{cm}$	OK
Poinçonnement	$P_u \leq 0{,}045\, U_c\, h\, \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $U_c = 2(a+h) + 2(b+h) = 760\,\text{cm}$	$a = 40\,\text{cm}$, $b = 100\,\text{cm}$ $h = 120\,\text{cm}$, $U_c = 760\,\text{cm}$ $P_{u,\max} \approx 89217{,}39$ $P_u = 1575{,}64\,\text{kN}$	OK
Glissement	$\dfrac{R_d}{H_{Ed}} \geq 1{,}25$ $R_d = \alpha \cdot V_{Ed} \tan\varphi + c' \cdot A$ $R_d = 17724{,}10\,\text{kN}$	$V_{Ed} = 76747{,}64\,\text{kN}$, $c' = 0$, $\varphi = 30°$, (sol pulvérulent) $R_d \approx 17724{,}10\,\text{kN}$ $H_{Ed} = 774{,}87\,\text{kN, m}^2$ $A = 475{,}62 \quad R_d / H_{Ed} = 22{,}87$	OK
Renversement Sens X	$\dfrac{M_{s,x}}{M_{r,x}} \geq 1{,}3$ $M_{s,x} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_y}{2} = 579444{,}68$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,x} = 8161{,}71\,\text{kN·m}$ $M_{s,x} / M_{r,x} \approx 70{,}99$	OK
Renversement Sens Y	$\dfrac{M_{s,y}}{M_{r,y}} \geq 1{,}3$ $M_{s,y} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_x}{2} = 1212612{,}71$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,y} = 7782{,}41\,\text{kN·m}$ $M_{s,y} / M_{r,y} \approx 155{,}81$	OK

8.2.4 Variante Polystyrène

Table 8.6 – *Vérifications – Variante polystyrène*

Vérification	Formule	Valeurs / Résultats	Conclusion
Rigidité Sens X	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 130\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 100\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 9207{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 14459{,}40\,\text{cm}$ $L = 450\,\text{cm}$	OK
Rigidité Sens Y	$L \leq \dfrac{\pi L_e}{2}$ $L_e = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{Kb_{\text{panc}}}}$ Avec I inertie de la section en T ($b = 110\,\text{cm}$, $b_0 = 40\,\text{cm}$, $h_t = 80\,\text{cm}$, $h_0 = 40\,\text{cm}$)	$L_e \approx 7640{,}60\,\text{cm}$ $\dfrac{\pi L_e}{2} \approx 11997{,}50\,\text{cm}$ $L = 500\,\text{cm}$	OK
Poinçonnement	$P_u \leq 0{,}045\, U_c\, h\, \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $U_c = 2(a+h) + 2(b+h) = 760\,\text{cm}$	$a = 40\,\text{cm}$, $b = 100\,\text{cm}$ $h = 120\,\text{cm}$, $U_c = 760\,\text{cm}$ $P_{u,\max} \approx 89217{,}39$ $P_u = 1564{,}44\,\text{kN}$	OK
Glissement	$\dfrac{R_d}{H_{Ed}} \geq 1{,}25$ $R_d = \alpha \cdot V_{Ed} \tan\varphi + c' \cdot A$ $R_d = 17631{,}01\,\text{kN}$	$V_{Ed} = 76344{,}52\,\text{kN}$, $c' = 0$, $\varphi = 30°$, (sol pulvérulent) $R_d \approx 17631{,}01\,\text{kN}$ $H_{Ed} = 776{,}72\,\text{kN, m}^2$ $A = 475{,}62 \quad R_d / H_{Ed} = 22{,}69$	OK
Renversement Sens X	$\dfrac{M_{s,x}}{M_{r,x}} \geq 1{,}3$ $M_{s,x} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_y}{2} = 576401{,}13$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,x} = 8129{,}87\,\text{kN·m}$ $M_{s,x} / M_{r,x} \approx 70{,}89$	OK
Renversement Sens Y	$\dfrac{M_{s,y}}{M_{r,y}} \geq 1{,}3$ $M_{s,y} = V_{Ed} \cdot \dfrac{l_x}{2} = 1206243{,}41$	$l_x = 31{,}60\,\text{m}$, $l_y = 15{,}10\,\text{m}$ $M_{r,y} = 7746{,}44\,\text{kN·m}$ $M_{s,y} / M_{r,y} \approx 155{,}71$	OK

8.3 Vérification de la contrainte du sol

La vérification de la contrainte transmise au sol par le radier constitue une étape fondamentale dans le dimensionnement des fondations. Elle permet de s'assurer que les efforts appliqués par la structure ne dépassent pas la capacité portante du sol, garantissant ainsi la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les contraintes σ_{max} et σ_{min} utilisées dans cette vérification sont issues du rapport géotechnique réalisé sur le site du projet. Ce rapport, établi à partir d'essais en laboratoire et in situ (carottages, essais pressiométriques, essais de cisaillement, SPT, etc.), a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol, notamment :

— la contrainte admissible $\overline{\sigma_{sol}}$,

— le module de réaction vertical K_v,

— l'angle de frottement interne φ,

— la cohésion c',

— le poids volumique γ.

Ces paramètres ont ensuite été intégrés dans le modèle de calcul aux éléments finis (Robot Structural Analysis) pour évaluer, sous chaque combinaison de charges, la répartition des contraintes sous le radier. Les valeurs extrêmes σ_{max} et σ_{min} ainsi obtenues sont ensuite comparées à la contrainte admissible du sol à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{adm} = \delta \cdot \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

— σ_{max} : contrainte maximale sous le radier (kPa)

— σ_{min} : contrainte minimale sous le radier (kPa)

— σ : contrainte moyenne pondérée (kPa)

— σ_{adm} : contrainte admissible du sol (kPa)

— δ : coefficient de majoration fonction du type de sollicitation (1,0 à l'ELS, 1,5 à l'ELU, 1,3 en situation accidentelle)

— $\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte de référence du sol issue du rapport géotechnique (kPa)

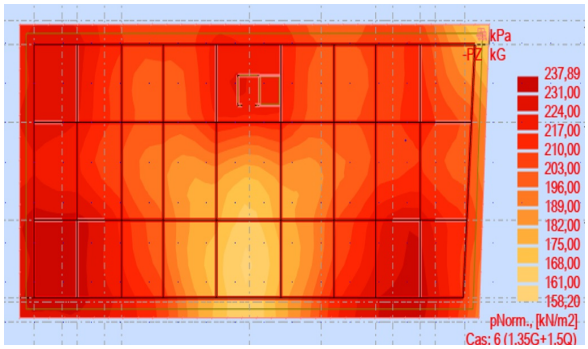
Les tableaux ci-dessous récapitulent, pour chaque variante de plancher (ciment, brique, polystyrène), les valeurs des contraintes extrêmes, la contrainte moyenne pondérée et la vérification correspondante.

8.3.1 Variante ciment

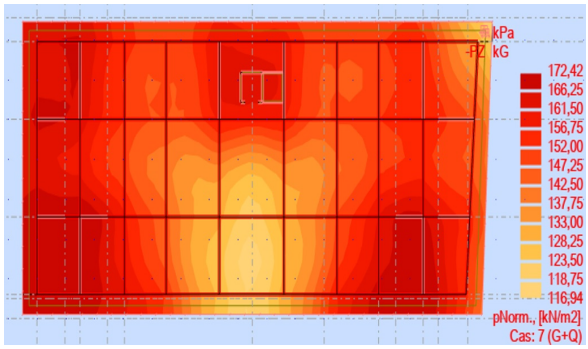
Table 8.7 – *Contrainte du sol – Ciment*

État	σ_{max} (kPa)	σ_{min} (kPa)	σ (kPa)	δ	σ_{adm} (kPa)	$\sigma \leq \sigma_{adm}$
ELU	237,89	158,20	217,96	1,5	270	OK
ELS	172,20	116,94	158,38	1,0	180	OK
ACC 1,2	173,48	106,90	156,84	1,3	235	OK
ACC 3,4	177,13	111,39	160,69	1,3	235	OK

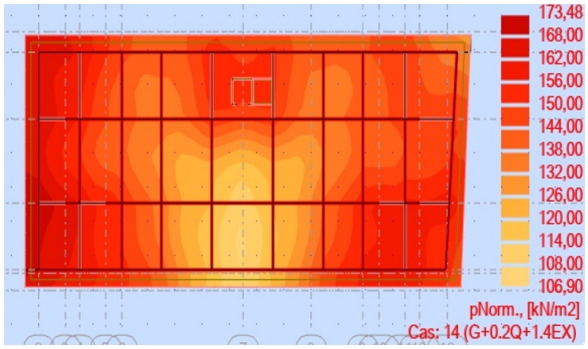
Figure 8.2 – *Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante ciment*



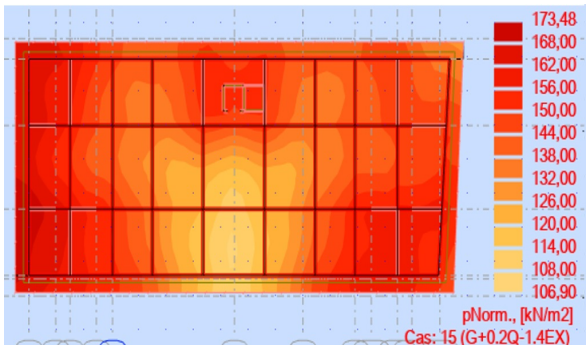
(a) ELU



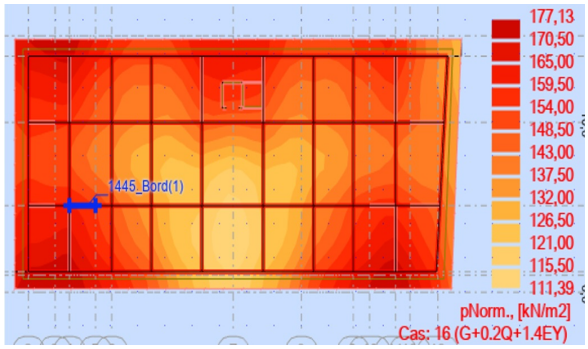
(b) ELS



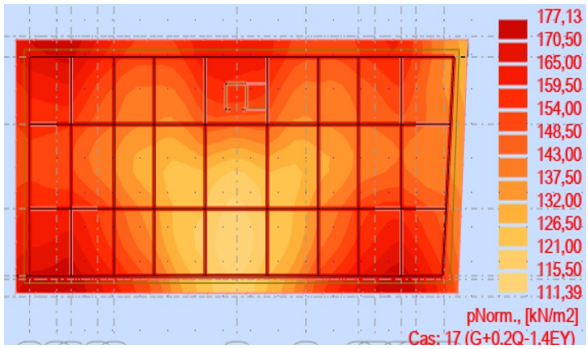
(c) ACC1 : $G + \psi Q + 1,4EX$



(d) ACC3 : $G + \psi Q + 1,4EY$



(e) ACC2 : $G + \psi Q - 1,4EX$



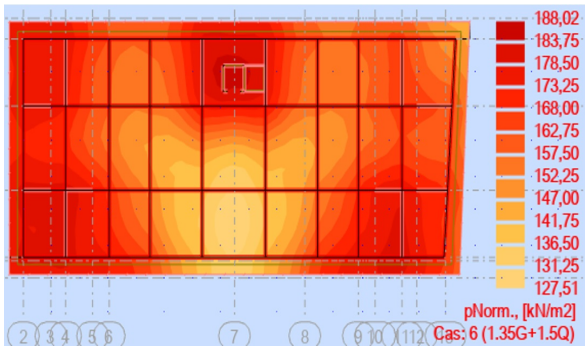
(f) ACC4 : $G + \psi Q - 1,4EY$

8.3.2 Variante brique

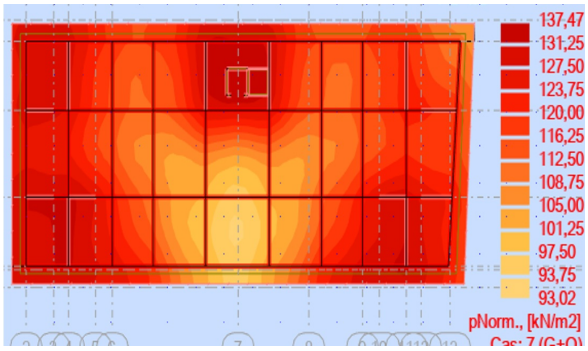
Table 8.8 – *Contrainte du sol – Brique*

État	σ_{max} (kPa)	σ_{min} (kPa)	σ (kPa)	δ	σ_{adm} (kPa)	$\sigma \leq \sigma_{adm}$
ELU	188,02	127,51	172,89	1,5	270	OK
ELS	137,47	93,02	126,35	1,0	180	OK
ACC 1,2	131,81	82,92	119,58	1,3	235	OK
ACC 3,4	134,61	85,15	121,49	1,3	235	OK

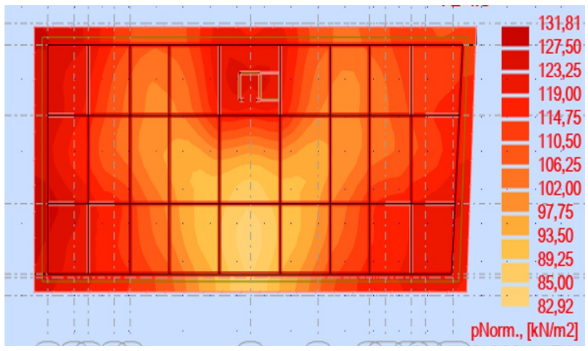
Figure 8.3 – *Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante brique*



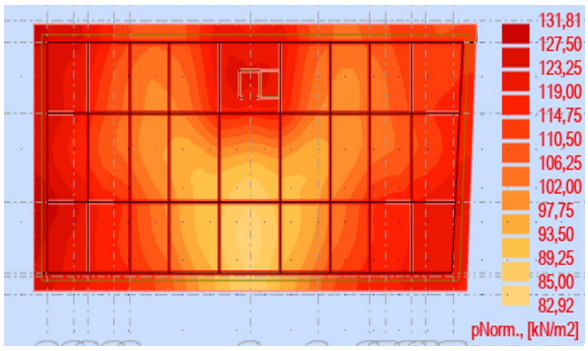
(a) ELU



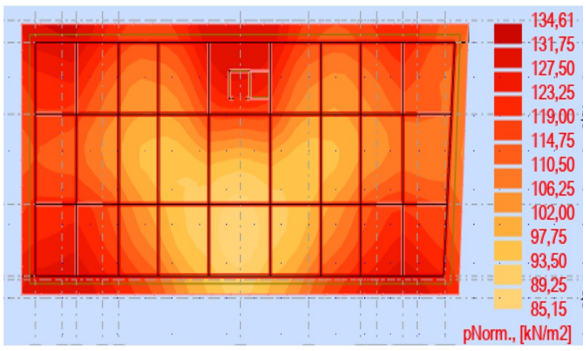
(b) ELS



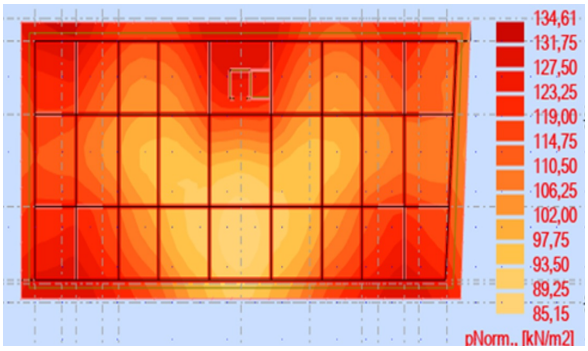
(c) ACC1 : $G + \psi Q + 1,4EX$



(d) ACC3 : $G + \psi Q + 1,4EY$



(e) ACC2 : $G + \psi Q - 1,4EX$



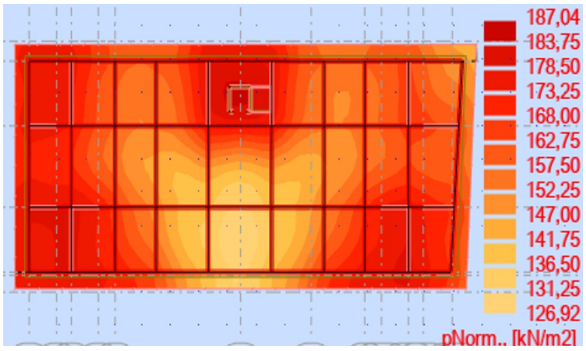
(f) ACC4 : $G + \psi Q - 1,4EY$

8.3.3 Variante polystyrène

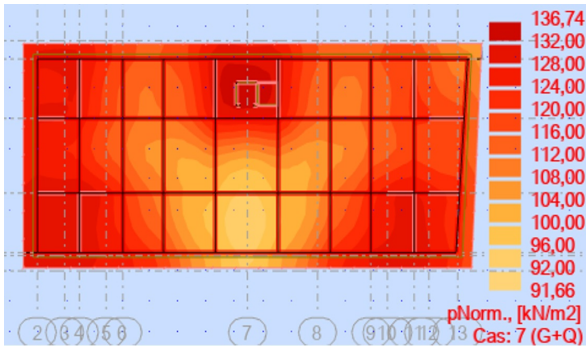
Table 8.9 – *Contrainte du sol – Polystyrène*

État	σ_{max} (kPa)	σ_{min} (kPa)	σ (kPa)	δ	σ_{adm} (kPa)	$\sigma \leq \sigma_{adm}$
ELU	187,04	126,92	172,01	1,5	270	OK
ELS	136,74	91,44	125,41	1,0	180	OK
ACC 1,2	131,02	82,48	118,88	1,3	235	OK
ACC 3,4	133,84	84,68	121,55	1,3	235	OK

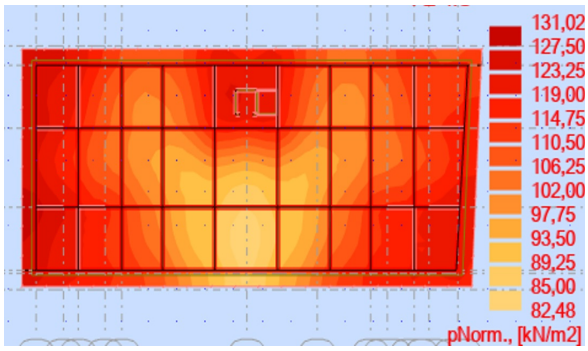
Figure 8.4 – *Cartographie de la répartition de la réaction du sol – Variante polystyrène*



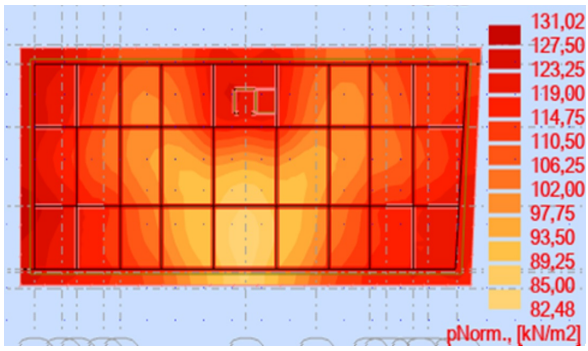
(a) ELU



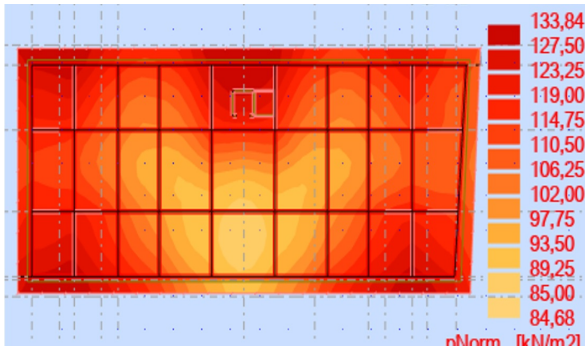
(b) ELS



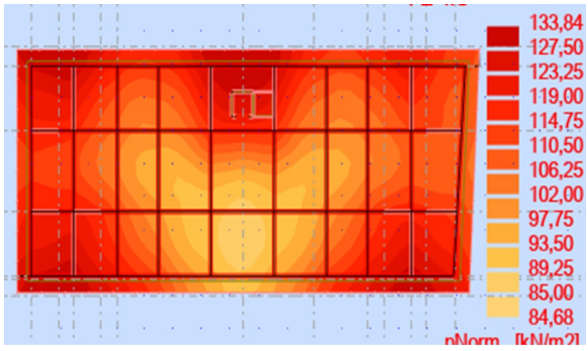
(c) ACC1 : $G + \psi Q + 1,4EX$



(d) ACC3 : $G + \psi Q + 1,4EY$



(e) ACC2 : $G + \psi Q - 1,4EX$



(f) ACC4 : $G + \psi Q - 1,4EY$

8.4 Ferraillage de la dalle du radier

8.4.1 Zone sollicitée (voile périphérique – 2m par 1 ml)

Les efforts maximaux dans la dalle sont :

— Ciment : $A_{\max} = 10,54\ \text{cm}^2/\text{m}$ (sens principal)

— Brique : $A_{\max} = 9,12\ \text{cm}^2/\text{m}$

— Polystyrène : $A_{\max} = 9,07\ \text{cm}^2/\text{m}$

8.4.2 Choix des armatures (identique pour les trois variantes)

Table 8.10 – *Ferraillage de la dalle du radier*

Zone	A_{cal} **(cm²)**	**Choix**	A_{eff} **(cm²)**	A_{RPA} **(cm²)**	**Esp (cm)**	$\tau \leq \tau_{\text{adm}}$
Sens X – nappe sup	5,46	1×5 T16	10,05	40	20	OK
Sens X – nappe inf	5,35	1×5 T16	10,05		20	
Sens Y – nappe sup	6,36	1×5 T16	10,05		20	
Sens Y – nappe inf	4,88	1×5 T16	10,05		20	

$$\boxed{5 \cdot T16/\text{m} \quad \Rightarrow \quad e = 20\,\text{cm}, \quad A = 10,05\,\text{cm}^2/\text{ml}}$$

8.5 Calcul des poutres du radier

Les sollicitations des poutres du radier (principales et secondaires) sont résumées dans les tableaux ci-dessous pour les trois variantes de plancher.

Ciment

Table 8.11 – *Sollicitations des poutres du radier – Variante ciment*

Type	ELU			ELS	
	M_a^u (kN.m)	M_t^u (kN.m)	T^u (kN)	M_a^s (kN.m)	M_t^s (kN.m)
Principale	71,83	138,00	9,15	52,02	99,88
Secondaire	57,69	50,74	5,64	41,60	36,70

Brique

Table 8.12 – *Sollicitations des poutres du radier – Variante brique*

Type	ELU			ELS	
	M_a^u (kN.m)	M_t^u (kN.m)	T^u (kN)	M_a^s (kN.m)	M_t^s (kN.m)
Principale	69,38	129,40	8,63	50,21	93,51
Secondaire	27,88	37,80	5,27	20,60	27,55

Polystyrène

Table 8.13 – *Sollicitations des poutres du radier – Variante polystyrène*

Type	ELU			ELS	
	M_a^u (kN.m)	M_t^u (kN.m)	T^u (kN)	M_a^s (kN.m)	M_t^s (kN.m)
Principale	63,70	118,96	8,59	46,01	85,77
Secondaire	27,74	37,44	5,25	20,50	27,51

8.5.1 Poutres principales

Les calculs détaillés qui suivent sont effectués pour la variante ciment. Les résultats pour les variantes brique et polystyrène sont ensuite résumés dans un tableau récapitulatif en fin de section.

Armatures longitudinales

En travée – ELU $M_t^u = 138,00$ kN.m.

Vérification de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,16 \cdot 130 \cdot 40 \cdot (90 - 20) = 5\,154,24 \text{ kN.m}$$

$M_t^u < M_T \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table (section rectangulaire $b \cdot h$).

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{138\,000}{14,16 \cdot 130 \cdot 90^2} = 0,0092$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ non nécessaire}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0116, \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{138\,000}{348 \cdot 0,995 \cdot 90} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 40 \cdot 90 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(4,43 \; ; \; 4,35) = 4,43 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T14 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 6,16 \text{ cm}^2$.

En travée – ELS $M_t^s = 99,88$ kN.m.

Vérification des contraintes :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{130 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 4,43 \cdot 50 = 100\,677,5 > 0$$

(zone comprimée dans la table)

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \cdot 4,43}{130} = 0,51 \text{ cm}, \quad E = 2dD = 2 \cdot 90 \cdot 0,51 = 91,8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,51 + \sqrt{0,26 + 91,8} = 9,08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{130 \cdot 9,08^3}{3} + 15 \cdot 4,43 \cdot (90 - 9,08)^2 = 436\,265 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{99\,880}{436\,265} = 0,23, \quad \sigma_b = ky_1 = 0,23 \cdot 9,08 = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \cdot 0,23 \cdot (90 - 9,08) = 279,27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 202$ MPa.

$\sigma_s > \overline{\sigma}_s \Rightarrow$ les armatures ELU ne conviennent pas ; recalcul à l'ELS.

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{99\,880}{202 \cdot 130 \cdot 90^2} = 0,00047$$

Tableau $\Rightarrow \beta_1 = 0,98,\ k_1 = 120.$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{99\,880}{202 \cdot 0,98 \cdot 90} = 5,61 \text{ cm}^2$$

Choix : $3T16 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 6,03 \text{ cm}^2$.

En appui – ELU $M_a^u = 71,83$ kN.m. La table est tendue $\Rightarrow$ section rectangulaire $b_0 \cdot h$.

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{71\,830}{14,16 \cdot 40 \cdot 90^2} = 0,0156$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0196, \quad \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{71\,830}{348 \cdot 0,992 \cdot 90} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Choix : $2T14 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 3,08 \text{ cm}^2$.

En appui – ELS $M_a^s = 52,02$ kN.m.

Recalcul à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{52\,020}{202 \cdot 40 \cdot 90^2} = 0,00079$$

Tableau $\Rightarrow \beta_1 = 0,97,\ k_1 = 80.$

$$A_s = \frac{52\,020}{202 \cdot 0,97 \cdot 90} = 2,95 \text{ cm}^2$$

Choix : $2T14 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 3,08 \text{ cm}^2$.

Armatures minimales et maximales (RPA 2024) Selon l'article 7.6.2 du RPA 2024 (zone V), le pourcentage minimum d'armatures longitudinales dans les poutres est de 1% de la section de la nervure seule, soit :

$$A_{\min} = 1\% \cdot (b_0 \cdot h_t) = 0,01 \cdot (40 \cdot 100) = 40 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum d'armatures longitudinales est de 5% de la section de la nervure seule :

$$A_{\max} = 5\% \cdot (b_0 \cdot h_t) = 0,05 \cdot (40 \cdot 100) = 200 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement, le pourcentage maximum est porté à 6% :

$$A_{\max,\text{rec}} = 6\% \cdot (b_0 \cdot h_t) = 0,06 \cdot (40 \cdot 100) = 240 \text{ cm}^2$$

La section d'acier calculée étant inférieure à l'exigence minimale, on applique le minimum RPA. Le choix retenu est :

$$8T16 + 2T20 \quad \text{par nappe} \quad \Rightarrow A_{\text{eff}} = 8 \cdot 2,01 + 2 \cdot 3,14 = 22,36 \text{ cm}^2$$

Soit une section totale de $22,36 \cdot 2 = 44,72$ cm^2.

Vérification :

$$A_{\min} = 40 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{eff}} = 44,72 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 200 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Armatures de peau

$$A_p \geq 4 \text{ cm}^2/\text{m de parement} = 4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,4) = 11,20 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T20 \Rightarrow 12,56$ cm^2.

Armatures transversales

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{9\,150}{40 \cdot 90} = 2,54 \text{ MPa} \approx 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

$$T_u \leq 0,267 \cdot 0,9d \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \cdot 81 \cdot 40 \cdot 25 = 2\,162,7 \text{ kN}$$

$9,15 \text{ kN} \leq 2\,162,7 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35},\ \frac{b_0}{10},\ \phi_L\right) = \min(2,86,\ 4,\ 2) = 2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 10$ mm (FeE400).

Espacement (RPA) :

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4},\ 12\phi_L\right) = \min(25,\ 19,2) = 19,2 \text{ cm}$$

Zone courante : $s \leq h/2 = 50$ cm.

On retient : $4\phi10$ espacés de 25 cm (zone courante) et 15 cm (zone nodale).

8.5.2 Poutres secondaires

Les calculs sont analogues. On en donne les résultats principaux.

Armatures longitudinales

— En travée – ELU : $A_t = 1,80$ cm^2 $\Rightarrow$ $2T14$ (3,08 cm²)

— En travée – ELS : $A_s = 2,20$ cm^2 $\Rightarrow$ $2T14$ (3,08 cm²)

— En appui – ELU : $A_a = 1,85$ cm^2 $\Rightarrow$ $2T14$ (3,08 cm²)

— En appui – ELS : $A_s = 2,10$ cm^2 $\Rightarrow$ $2T14$ (3,08 cm²)

Choix des armatures et vérification RPA D'après l'article 7.6.2 du RPA 2024 (zone V), le pourcentage minimum d'armatures longitudinales dans les poutres est de 1% de la section de la nervure seule, soit :

$$A_{\min} = 1\% \cdot (b_0 \cdot h_t) = 0,01 \cdot (40 \cdot 100) = 40 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum est de 5% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 5\% \cdot (40 \cdot 100) = 200 \text{ cm}^2, \qquad A_{\max,\text{rec}} = 6\% \cdot (40 \cdot 100) = 240 \text{ cm}^2$$

La section d'acier calculée étant inférieure à l'exigence minimale, on applique le minimum RPA. Le choix retenu est :

$$8T16 + 2T20 \quad \text{par nappe} \quad \Rightarrow A_{\text{eff}} = 8 \cdot 2,01 + 2 \cdot 3,14 = 22,36 \text{ cm}^2$$

Soit une section totale de $22,36 \cdot 2 = 44,72$ cm^2.

Vérification :

$$A_{\min} = 40 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{eff}} = 44,72 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 200 \text{ cm}^2$$

La condition est satisfaite.

Armatures de peau : identiques aux poutres principales (4T20).

Armatures transversales

Mêmes diamètre (ϕ10, FeE400) et mêmes espacements que pour les poutres principales.

8.5.3 Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres du radier

Table 8.14 – *Récapitulatif du ferraillage des poutres du radier*

Variante	Type	Zone	A_{cal} (cm²)	Barres choisies	A_{eff} (cm²)	$A_{\min}$ RPA (cm²)
Ciment	Principale	Travée	4,43	8T16+2T20	22,36	40
		Appui	2,95	8T16+2T20	22,36	
	Secondaire	Travée	1,80	8T16+2T20	22,36	
		Appui	1,85	8T16+2T20	22,36	
Brique	Principale	Travée	4,25	8T16+2T20	22,36	40
		Appui	2,82	8T16+2T20	22,36	
	Secondaire	Travée	1,60	8T16+2T20	22,36	
		Appui	1,68	8T16+2T20	22,36	
Polystyrène	Principale	Travée	3,90	8T16+2T20	22,36	40
		Appui	2,50	8T16+2T20	22,36	
	Secondaire	Travée	1,55	8T16+2T20	22,36	
		Appui	1,60	8T16+2T20	22,36	

Remarque : Les sections d'acier calculées A_{cal} sont systématiquement inférieures aux exigences minimales du RPA 2024. Selon l'article 7.6.2 du RPA 2024 (zone V), le pourcentage minimum d'armatures longitudinales dans les poutres est de 1% de la section de la nervure seule, soit :

$$A_{\min} = 1\% \cdot (b_0 \cdot h_t) = 0,01 \cdot (40 \cdot 100) = 40 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, le choix des armatures est gouverné par $A_{\min}$ RPA = 40 cm². Soit **20 cm² par nappe** (nappe supérieure et nappe inférieure). Le choix retenu est :

$$8T16 + 2T20 \quad \text{par nappe} \quad \Rightarrow A = 8 \cdot 2,01 + 2 \cdot 3,14 = 22,36 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne une section totale de $22,36 \cdot 2 = 44,72 \text{ cm}^2 > 40 \text{ cm}^2$.

8.6 Longrines

Selon le RPA 2024, les longrines doivent être calculées pour reprendre un effort de traction :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

avec $\alpha = 15$ (zone I, site S3).

$$N^u = 2\,521,30 \text{ kN} \Rightarrow F^u = \frac{2\,521,30}{15} = 168,09 \text{ kN}$$

$$N^{\text{ser}} = 1\,838,08 \text{ kN} \Rightarrow F^{\text{ser}} = \frac{1\,838,08}{15} = 122,54 \text{ kN}$$

8.6.1 Armatures longitudinales

ELU

$$A^u = \frac{F^u}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{168\,090}{100 \cdot 348} = 4,83 \text{ cm}^2$$

ELS (fissuration préjudiciable)

$$\overline{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}, \qquad A^{\text{ser}} = \frac{122\,540}{100 \cdot 187} = 6,55 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(4,83 \; ; \; 6,55) = 6,55 \text{ cm}^2$$

Choix : $6T12 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 6,78 \text{ cm}^2$.

8.6.2 Vérification de la section de béton

$$B = 25 \cdot 30 = 750 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \cdot f_e}{f_{t28}} = \frac{6,78 \cdot 400}{1,8} = 1\,506,7 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

8.7 Analyse comparative des variantes de plancher

L'objectif de cette analyse comparative est d'évaluer l'influence du type de plancher (ciment, brique, polystyrène) sur les principaux paramètres de dimensionnement du radier. L'étude porte successivement sur les sollicitations dans les poutres du radier (moments fléchissants et efforts tranchants), les contraintes transmises au sol ainsi que le ferraillage calculé. Cette approche permet d'identifier la variante la plus performante d'un point de vue

mécanique et d'évaluer l'impact de l'allègement des planchers sur le dimensionnement des fondations.

8.7.1 Comparaison des moments fléchissants

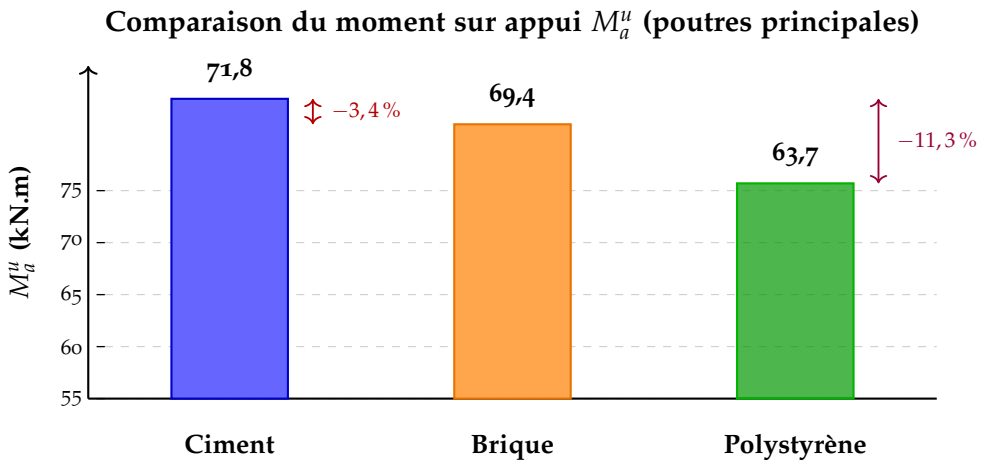


Figure 8.5 – *Comparaison du moment sur appui M_a^u (poutres principales)*

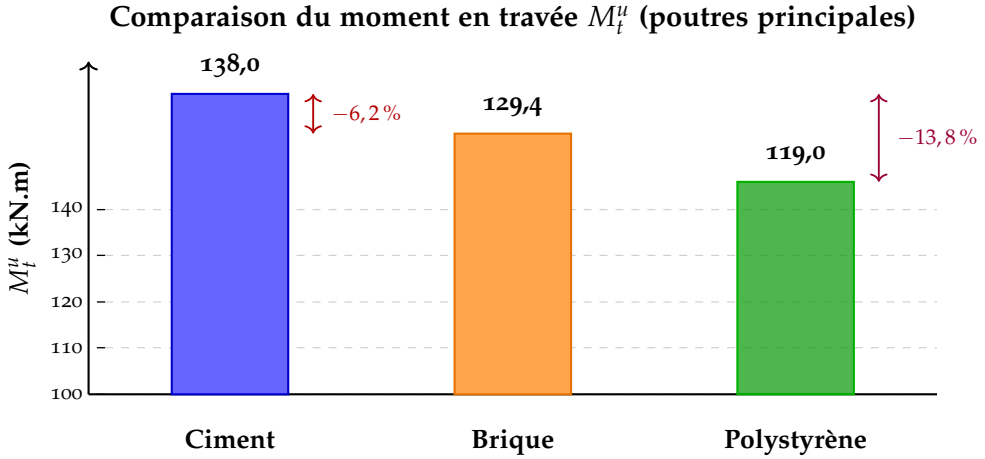


Figure 8.6 – *Comparaison du moment en travée M_t^u (poutres principales)*

Les figures 8.5 et 8.6 présentent la comparaison des moments fléchissants dans les poutres principales du radier pour les trois variantes de plancher. On constate une diminution progressive des moments lorsque la masse du plancher diminue (passage du ciment au polystyrène) :

— Le moment sur appui M_a^u passe de 71,83 kN.m pour le ciment à 69,38 kN.m pour la brique, puis à 63,70 kN.m pour le polystyrène, soit une réduction d'environ **3,4%** et **11,3%** par rapport au ciment.

— Le moment en travée M_t^u passe de 138,00 kN.m (ciment) à 129,40 kN.m (brique) puis à 118,96 kN.m (polystyrène), soit une réduction d'environ **6,2%** et **13,8%**.

8.7.2 Comparaison des efforts tranchants

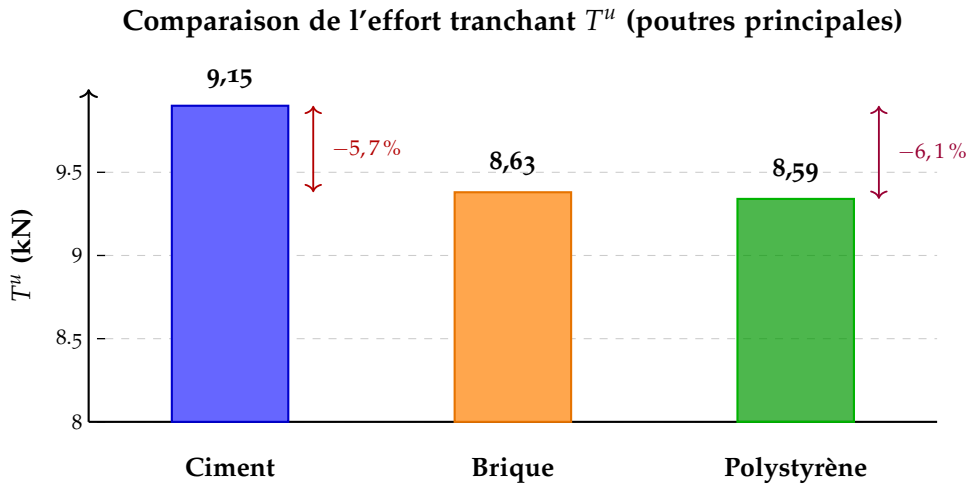


Figure 8.7 – *Comparaison de l'effort tranchant T^u (poutres principales)*

La figure 8.7 présente la comparaison des efforts tranchants dans les poutres principales. L'effort tranchant passe de 9, 15 kN (ciment) à 8, 63 kN (brique) puis à 8, 59 kN (polystyrène), soit une réduction d'environ **5,7%** et **6,1%**.

8.7.3 Comparaison des contraintes du sol

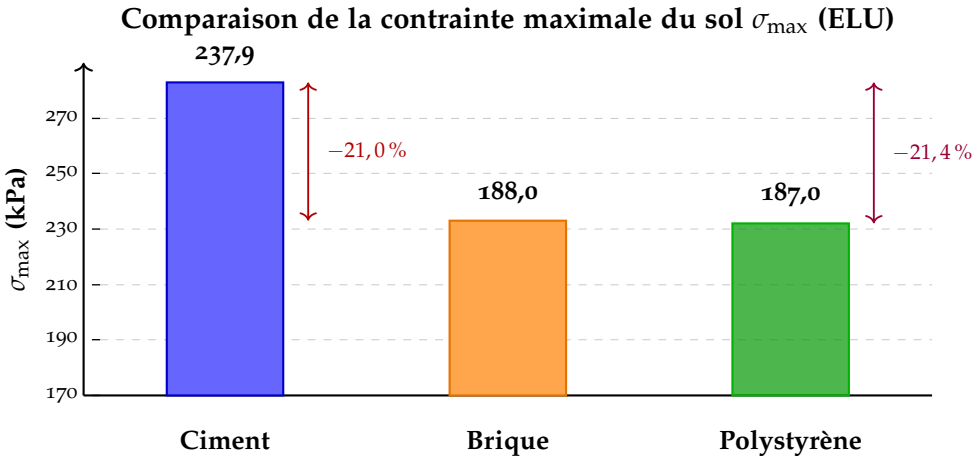


Figure 8.8 – *Comparaison de la contrainte maximale du sol σ_{max} (ELU)*

La figure 8.8 présente la comparaison des contraintes maximales transmises au sol par le radier. La contrainte maximale σ_{max} passe de 237, 89 kPa (ciment) à 188, 02 kPa (brique) puis à 187, 04 kPa (polystyrène), soit une réduction d'environ **21,0%** et **21,4%**. Toutes les variantes vérifient la condition $\sigma \leq \sigma_{adm} = 270$ kPa.

8.7.4 Comparaison du ferraillage

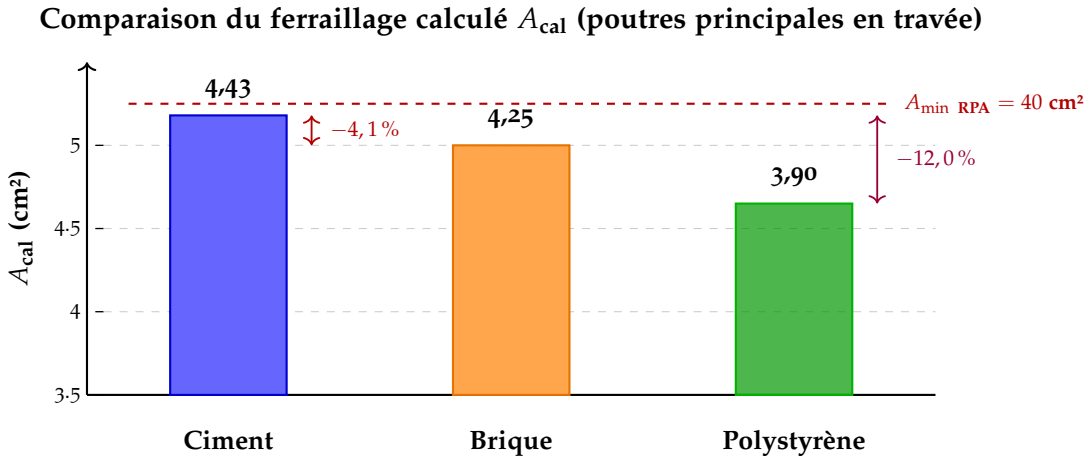


Figure 8.9 – *Comparaison du ferraillage calculé A_{cal} (poutres principales en travée)*

La figure 8.9 montre que le ferraillage calculé A_{cal} diminue avec l'allègement du plancher. La variante polystyrène présente la section d'acier calculée la plus faible (3,90 cm²), soit une réduction d'environ **12,0%** par rapport au ciment (4,43 cm²). Cependant, toutes ces valeurs restent très inférieures à l'exigence minimale du RPA 2024 ($A_{min} = 40$ cm²), ce qui explique pourquoi le ferraillage final est identique pour les trois variantes.

8.7.5 Conclusion

L'étude comparative des trois variantes de plancher (ciment, brique et polystyrène) pour le dimensionnement du radier général permet de dégager les conclusions suivantes :

1. **Sollicitations :** La variante polystyrène présente les sollicitations les plus faibles, avec une réduction moyenne de l'ordre de **10 à 14%** par rapport au ciment. Les efforts diminuent proportionnellement à la masse du plancher.
2. **Contraintes du sol :** Toutes les variantes vérifient la condition $\sigma \leq \sigma_{adm}$. La variante polystyrène offre la meilleure performance avec une réduction de **21%** de la contrainte maximale par rapport au ciment.
3. **Ferraillage :** Les sections d'acier calculées (A_{cal}) sont très faibles (de l'ordre de 1,5 à 4,5 cm²) en raison de la nature compressive des sollicitations. Le dimensionnement final est donc gouverné par les exigences minimales du RPA 2024. Selon l'article 7.6.2 du RPA 2024 (zone V), le pourcentage minimum d'armatures longitudinales est de 1% de la section de la nervure seule, soit $A_{min} = 40$ cm².

4. **Conséquence :** Le ferraillage final est identique pour les trois variantes ($8T16 + 2T20$ par nappe, soit $44,72$ cm^2 au total). Cette uniformité est due au fait que les sections calculées sont systématiquement inférieures à l'exigence minimale réglementaire. Le dimensionnement et le ferraillage sont donc régis par le minimum exigé par le RPA 2024, et non par les sollicitations réelles.
5. **Avantage :** Le polystyrène permet une réduction significative des efforts sans pour autant modifier le ferraillage final, puisque celui-ci est déjà dicté par les exigences minimales du RPA 2024. Cela confirme l'intérêt d'alléger les planchers pour réduire les sollicitations et optimiser le comportement global de la structure.

Le ferraillage des poutres du radier revient au minimum exigé par le RPA 2024, car le dimensionnement est gouverné par les sections minimales réglementaires et non par les sollicitations réelles.

8.8 Dessin de ferraillage

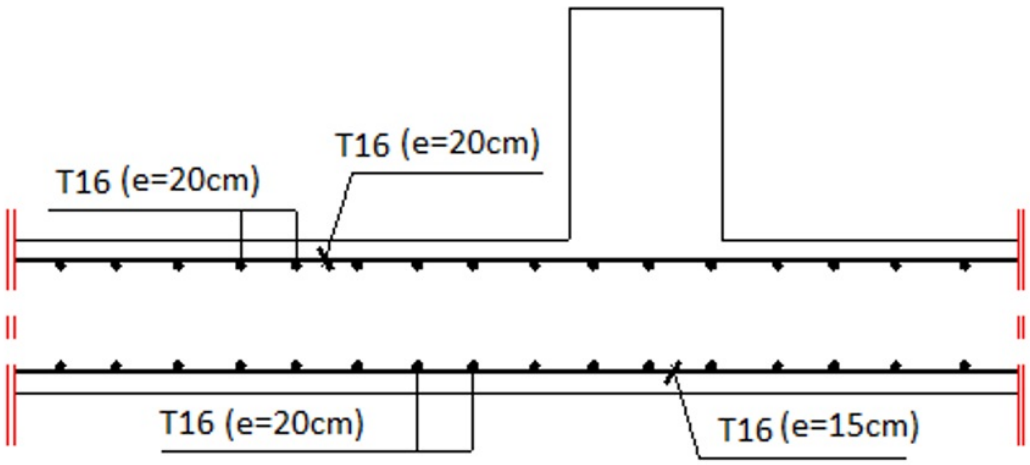


Figure 8.10 – *Dessin de ferraillage de la dalle du radier*

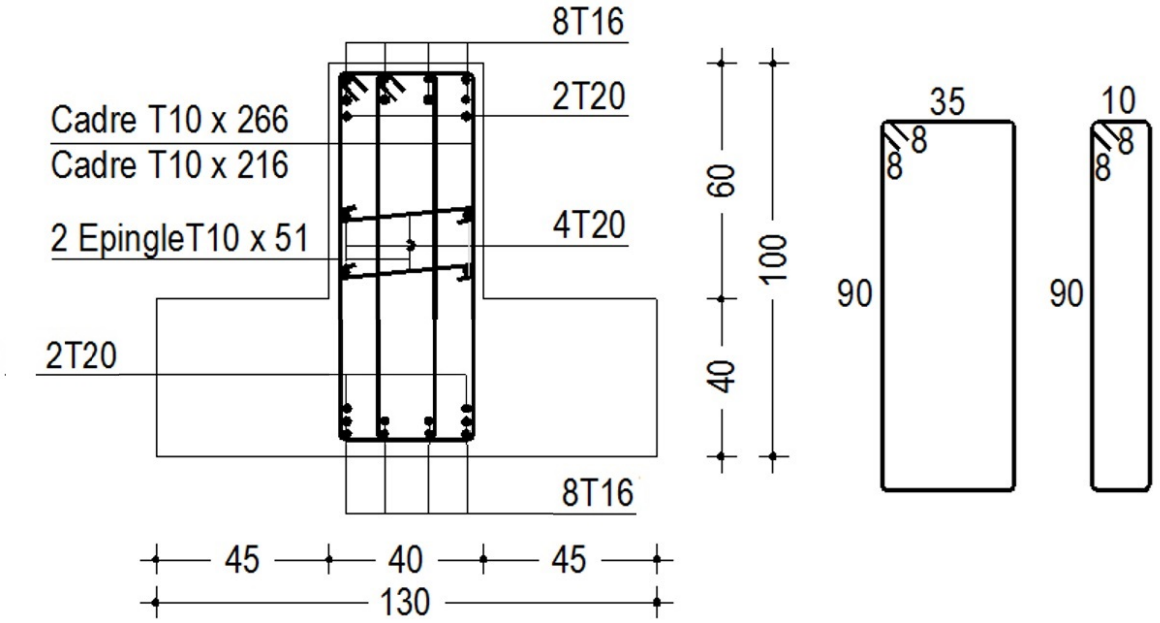


Figure 8.11 – *Dessin de ferraillage des poutres principales du radier*

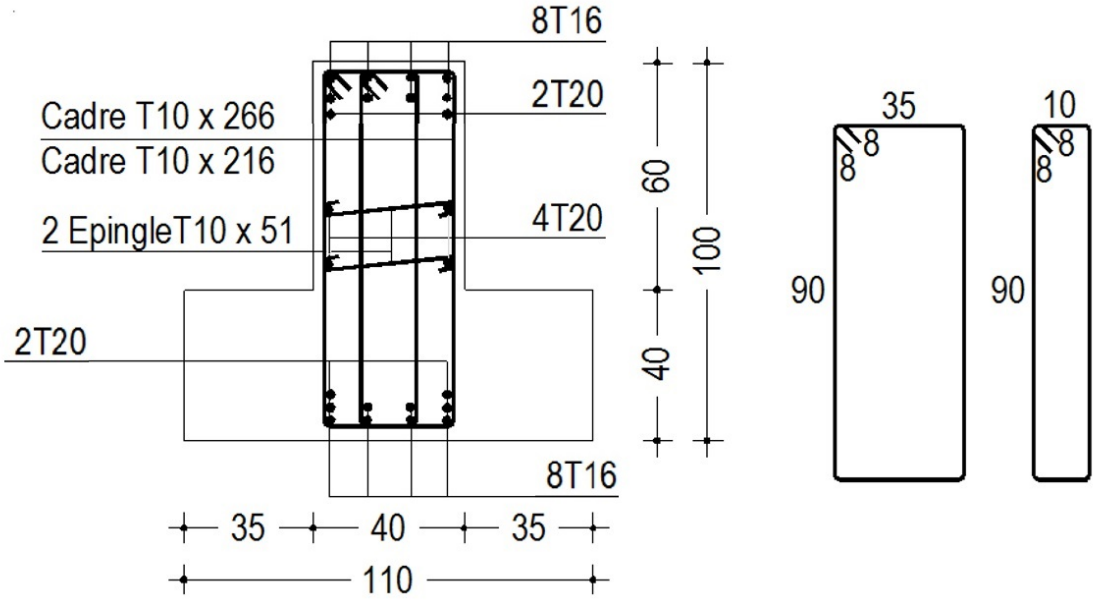


Figure 8.12 – *Dessin de ferraillage des poutres secondaires du radier*

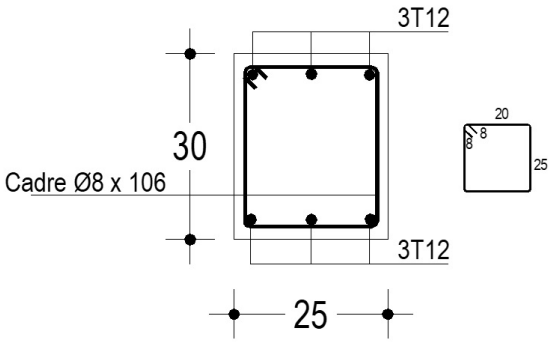


Figure 8.13 – *Ferraillage des longrines*

Conclusion Générale

L'étude paramétrique comparative menée sur trois types d'heureux (ciment, brique et polystyrène) pour un bâtiment R+10 situé à Oran (zone sismique V, RPA 2024) a permis de mettre en évidence l'influence significative du choix du plancher sur le comportement global de la structure. L'analyse, structurée en huit chapitres, a couvert l'ensemble du processus de conception, depuis la présentation du projet et des matériaux (Chapitre I) jusqu'à l'étude des fondations (Chapitre VIII), en passant par le prédimensionnement (Chapitre II), l'étude des planchers (Chapitre III), l'analyse sismique (Chapitre IV), le dimensionnement des poutres (Chapitre V), des poteaux (Chapitre VI) et des voiles (Chapitre VII).

Analyse des planchers et superstructure : Les résultats obtenus montrent que l'heureux polystyrène réduit le poids propre de la structure jusqu'à 16% en terrasse et 24% en étage courant par rapport à l'heureux ciment. Cette diminution de masse se traduit directement par une réduction des efforts sismiques (environ 5 à 6% à la base), des moments fléchissants (jusqu'à 14% en travée) et des efforts tranchants dans les poutrelles. L'heureux brique offre une réduction plus modeste (5 à 7%), constituant un compromis acceptable.

Concernant les éléments porteurs de la superstructure, l'influence du type d'heureux est variable. Pour les poutres (Chapitre V), la réduction des sollicitations permet une diminution des sections d'armatures calculées (jusqu'à 12% pour le polystyrène). Pour les poteaux (Chapitre VI), bien que les efforts normaux diminuent avec l'allègement (jusqu'à 10% à l'ELU), le ferraillage final est gouverné par les exigences minimales du RPA 2024 (1%), restant identique pour les trois variantes. De même, pour les voiles (Chapitre VII), les sections restent entièrement comprimées, et le ferraillage minimal réglementaire (0,5%) s'impose également pour les trois variantes.

Analyse des fondations : L'étude des fondations (Chapitre VIII) a montré que le radier général est dimensionné pour les trois variantes avec une hauteur de 100 cm, satisfaisant l'ensemble des conditions de rigidité, de non-cisaillement et de non-poinçonnement. Les vérifications de stabilité (glissement, renversement) sont également satisfaites pour les trois variantes.

Les contraintes transmises au sol par le radier sont toutes inférieures à la contrainte admissible ($\sigma_{\text{adm}} = 270\,\text{kPa}$). La variante polystyrène présente les contraintes les plus faibles, avec une réduction d'environ 21% de la contrainte maximale par rapport au ciment. Cette réduction significative est directement liée à l'allègement du plancher qui diminue les charges transmises aux fondations.

Pour les poutres du radier, les sollicitations (moments et efforts tranchants) diminuent également avec l'allègement du plancher. Le moment en travée diminue d'environ $13,8\%$ entre le ciment et le polystyrène. Cependant, le ferraillage calculé (A_{cal}) étant systématiquement inférieur à l'exigence minimale du RPA 2024 ($A_{\text{min}} = 40\,\text{cm}^2$, soit 1% de la section de la nervure), le ferraillage final reste identique pour les trois variantes ($8T16 + 2T20$ par nappe). Cette uniformité confirme que le dimensionnement des poutres du radier est gouverné par les exigences minimales réglementaires et non par les sollicitations réelles, similaires à ce qui a été observé pour les poteaux et les voiles.

Synthèse : Ainsi, d'un point de vue mécanique et sismique, l'heureux polystyrène constitue la solution la plus performante, permettant de réduire la masse totale de la structure d'environ $8,8\%$, les efforts sismiques d'environ 5 à 6%, les sollicitations dans les planchers et les poutres jusqu'à 14%, ainsi que les contraintes transmises au sol d'environ 21%. L'heureux brique représente une alternative intéressante avec un gain plus modeste. L'heureux ciment, bien que robuste, est le plus pénalisant en zone sismique et ne présente aucun avantage technique justifiant son usage pour ce type d'ouvrage.

Toutefois, pour les éléments dont le dimensionnement est gouverné par les exigences minimales du RPA (poteaux, voiles, poutres du radier), l'allègement du plancher n'a pas d'impact sur le ferraillage final, ce qui souligne l'importance des règles constructives dans le dimensionnement des structures en zone sismique.

Perspectives : En perspective, il serait intéressant d'étudier l'impact économique global de ces trois solutions (coût des matériaux, mise en œuvre, performances thermiques et acoustiques) afin d'identifier la solution la plus avantageuse sur l'ensemble du cycle de vie du bâtiment. Une analyse plus fine du comportement non linéaire sous séisme de forte intensité pourrait également être menée pour confirmer la pertinence de l'heureux polystyrène dans des conditions extrêmes.

Bibliographie

[1] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003*. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger, 2003.

[2] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville. *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger, 2024.

[3] Règles BAEL 91. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Éditions Eyrolles, Paris, 1991.

[4] Règles CBA 93. *Règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé*. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Paris, 1993.

[5] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). *DTR BC 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation*. Alger, 2004.

[6] Pigeaud, M. *Calcul des dalles rectangulaires chargées uniformément réparties*. Annales des Ponts et Chaussées, Paris, 1925.

[7] Caquot, A. *Méthode forfaitaire pour le calcul des poutres continues*. Annales des Ponts et Chaussées, Paris, 1930.

[8] Autodesk Inc. *Robot Structural Analysis Professional 2025*. San Rafael, CA, USA.

[9] ACOPS SARL. *Logiciel EXPERT 2010 : Calcul des structures en béton armé*. Alger, Algérie.

[10] Davidovici, V. *La construction parasismique : Guide de conception et de réalisation*. Éditions Le Moniteur, Paris, 2010.

[11] Chopra, A.K. *Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2012.