

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université de Saïda. Dr Moulay Tahar

Faculté des Sciences et Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique



Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

« Étude technico-économique d'un bâtiment en R+12+S-
Sol en béton armé implanté à Ain Témouchent (zone V
selon RPA2024) »

Réalisé par :

- M. BENDIABDELLAH Mohamed Aimene
- M. GUETTATFI Naceur Fodil

Sous la direction de : PR. YEGHNEM R.

Soutenu devant le jury :

- **Président :**.....PR.KACI A
- **Jury :**.....PR.SELLAF H

Année universitaire : 2025/2026

Remerciements

Après des années d'efforts soutenus et de travail acharné, nous sommes fiers de présenter aujourd'hui notre mémoire de fin d'études. Cette réalisation n'aurait cependant pas été possible sans le soutien et la contribution de nombreuses personnes à qui nous tenons à exprimer notre profonde gratitude.

Nous tenons tout d'abord à adresser nos sincères remerciements à Monsieur Redha Yaghnem, pour son encadrement, sa disponibilité, ses conseils précieux et son suivi rigoureux tout au long de la réalisation de ce travail. Ses orientations scientifiques et son soutien constant ont grandement contribué à la qualité de ce mémoire.

Nous remercions également chaleureusement nos chers amis pour leur présence, leur soutien moral et les moments de partage qui ont rendu ces années d'études plus légères et agréables. Les instants de complicité et de bonne humeur resteront à jamais gravés dans nos mémoires.

Nous exprimons notre reconnaissance infinie à nos familles, qui nous ont toujours soutenus et encouragés dans nos choix. Leur amour inconditionnel, leur patience et leur confiance en nous ont été une source permanente de motivation. Une pensée toute particulière est adressée au merveilleux père de l'un d'entre nous, décédé l'année dernière, et qui, là où il se trouve, continue de veiller sur lui.

Nous tenons à remercier sincèrement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail. Que ce soit par leurs conseils avisés, leur soutien moral ou leur aide précieuse, chacun a participé à cette réussite. Notre gratitude s'adresse également à celles et ceux qui, sans exprimer ouvertement leur fierté, nous ont soutenus par leurs prières silencieuses. Cette reconnaissance discrète

Ce mémoire est le fruit de nombreux efforts et sacrifices, mais il représente avant tout le soutien indéfectible de tous ceux qui ont cru en nous. Merci du fond du cœur pour votre présence et votre accompagnement tout au long de ce parcours.

Remerciement de la part de aimene :

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidé lors de la rédaction de ce mémoire.

Je souhaite tout d'abord adresser mes plus sincères remerciements à mes chers parents, qui m'ont soutenu et aidé depuis mon enfance jusqu'à la fin de mes études. Leur présence, leurs encouragements et leurs sacrifices ont toujours été une grande source de motivation pour moi.

Je tiens également à remercier mon binôme, Naceur, qui a été l'un des meilleurs partenaires avec qui j'ai eu l'occasion de travailler. Il a donné le meilleur de lui-même afin d'accomplir ce mémoire avec sérieux et perfection.

Mes remerciements vont aussi à toute ma famille ainsi qu'à mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Enfin, je souhaite adresser un remerciement tout particulier à ma chère amie Amina, qui m'a énormément soutenu, aidé et encouragé depuis le début de la réalisation de ce mémoire.

Remerciement de la part de naceur :

Avant tout, je remercie Allah le Tout-Puissant de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener ce travail à son terme.

J'adresse ma profonde gratitude à ma chère famille pour son soutien indéfectible, sa confiance et ses encouragements tout au long de mon parcours universitaire. Leur présence, leur patience et les sacrifices qu'ils ont consentis ont constitué une source permanente de motivation et ont grandement contribué à la réussite de mes études.

Je tiens également à exprimer ma sincère reconnaissance à mon binôme, Aimene, pour son sérieux, son engagement et l'excellente collaboration qui a marqué la réalisation de ce mémoire. Son esprit d'équipe, sa disponibilité et sa détermination ont été des atouts précieux dans l'aboutissement de ce projet.

Mes sincères remerciements s'adressent également à mes amis allie et elyes pour leur présence, leur soutien moral et leurs encouragements tout au long de cette période.

Je remercie chaleureusement l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation universitaire et m'ont transmis les connaissances et les compétences nécessaires à la réalisation de ce travail.

Enfin, j'adresse une pensée particulière à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à la réussite de ce mémoire et m'ont encouragé à persévérer jusqu'à son achèvement.

Résumé

Ce projet de fin d'étude porte sur l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment à usage multiple composé d'un rez-de-chaussée, de douze étages et d'un sous-sol (RDC + 12 + sous-sol).

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Ain Temouchent, classée en zone de forte sismicité (Zone V) conformément au Règlement Parasismique Algérien 2024 (RPA 2024). Dans ce contexte, la prise en compte de l'action sismique constitue un élément fondamental de l'étude.

L'objectif principal est d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure. Pour atteindre cet objectif, l'étude a suivi plusieurs étapes : le prédimensionnement des éléments porteurs, la descente des charges, l'analyse structurale et enfin le dimensionnement des fondations.

L'évaluation des sollicitations (efforts internes) a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis « ROBOT ». Le dimensionnement des éléments en béton armé a ensuite été effectuée manuellement, conformément aux règlements et normes en vigueur, notamment le DTR C2.2, le BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2024.

Mots-clés : Bâtiment, béton armé, analyse structurale, RPA 2024, BAEL 91 modifié 99.

Abstract

This final-year project focuses on the analysis and design of a multi-purpose building consisting of a ground floor, twelve upper floors, and one basement level (G + 12 + Basement).

The structure is located in a province classified as a high seismicity zone (Zone V) according to the Algerian Seismic Code 2024 (RPA 2024). In this context, the consideration of seismic actions represents a fundamental aspect of the study.

The main objective is to ensure the stability, safety, and durability of the structure. To achieve this objective, the study was carried out through several stages, including the preliminary sizing of structural elements, load assessment, structural analysis, and foundation design.

The evaluation of internal forces was performed using Autodesk Robot Structural Analysis software. The design of reinforced concrete elements was then carried out manually in accordance with the applicable regulations and standards, particularly DTR C2.2, BAEL 91 revised 99, and RPA 2024.

Keywords: Building, reinforced concrete, structural analysis, RPA 2024, BAEL 91.

الملخص

يتناول مشروع التخرج هذا دراسة وتحليل وتصميم بناية متعددة الاستعمالات تتكون من طابق أرضي واثني عشر طابقاً علوياً بالإضافة إلى طابق سفلي (طابق أرضي + 12 طابقاً + قبو).

يقع هذا المنشأ في ولاية مصنفة ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع (المنطقة الخامسة) وفقاً لقواعد ولذلك فإن أخذ التأثيرات الزلزالية بعين (RPA 2024) مقاومة الزلازل الجزائرية لسنة 2024 الاعتبار يُعد عنصراً أساسياً في هذه الدراسة.

يتمثل الهدف الرئيسي للدراسة في ضمان استقرار المنشأ وسلامته ومتانته. ولتحقيق هذا الهدف، تم اتباع عدة مراحل شملت التقدير الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية، وحساب الأحمال، والتحليل الإنشائي، وأخيراً تصميم الأساسات.

تم تحديد الجهود الداخلية باستخدام برنامج ، ثم أنجز تصميم عناصر الخرسانة المسلحة يدوياً وفقاً RPA المعدل سنة 1999 و BAEL 91 و DTR C2.2 للقوانين والمعايير المعمول بها، لا سيما 2024.

BAEL 91، RPA 2024، خرسانة مسلحة، تحليل إنشائي، :الكلمات المفتاحية

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	25
I.1 Introduction :	26
I.2 Présentation de l'ouvrage :	26
I.3 Caractéristiques géométriques :	26
I.4 Caractéristiques du site :	26
I.5 Caractéristiques structurales :	27
I.5.1 Planchers :	27
I.5.2 Maçonnerie :	28
I.5.3 Revêtement :	28
I.5.4 Isolation :	28
I.5.5 Escaliers :	28
I.5.6 Cage d'ascenseur :	28
I.5.7 Acrotère :	29
I.5.8 Terrasse :	29
I.5.9 Balcon :	29
I.5.10 Régularité en plan :	29
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	29
I.6.1 béton :	29
I.6.2 Acier :	32
I.7 Sollicitations et combinaisons de calcul :	33
I.8 Règlements et normes utilisés :	34
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.....	35
II.1 Introduction :	36
II.2 Prédimensionnement des planchers :	36
II.2.1 Planchers à corps creux :	36
II.2.2 Planchers en dalles pleines :	37
II.3 Prédimensionnement des poutres :	38

II.3.1 Poutres principales :	38
II.3.2 Poutres secondaires :	38
II.4 Evaluation des charges et des surcharges :	39
II.4.1 Charges permanentes :	39
II.4.2 Charges d'exploitation :	41
II.5 Prédimensionnement des poteaux :	41
II.5.1 Descente des charges :	41
II.5.2 Prédimensionnements des poteaux :	43
II.5.3 Exemple de calcul :	44
II.5.4 Vérification au flambement :	48
II.6 Prédimensionnement des voiles :	50
II.6.1 Voiles du contreventement :	50
Chapitre III : Etude des planchers	52
III.1 introduction :	53
III.2 Plancher à corps creux :	53
III.2.1 Type des poutrelles :	54
III.2.2. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :	55
III.2.3. Méthode de calcul :	55
III.2.4 Exemple de Calcul :	58
III.3 Plancher en dalle pleine :	85
III.3.1 Méthode de calcul :	86
III.3.2 Exemple de calcul :	86
III.3.2.1 Combinaisons d'actions :	87
III.3.2.2 Calcul des moments :	87
III.3.2.3 Calcul d'effort tranchant :	88
III.3.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	89
III.3.2.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	90
III.3.2.6 Vérification à L'ELS :	93
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	96

IV. Introduction :	97
IV.1 Etude de l'acrotère :	97
IV.1.1 Evaluation des charges :	98
IV.1.2 Combinaisons des charges :	99
IV.1.3 Calcul de l'excentricité :	99
IV.1.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :	100
IV.1.5 Calcul de ferrailage :	100
IV.1.6 Vérification d'effort tranchant :	101
IV.1.7 Vérification de séisme :	101
IV.2 Etude de balcon :	101
IV.2.1. Évaluation des charges :	103
IV.2.2. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :	104
IV.2.3. Ferrailage :	104
IV.2.4. Vérification de la contrainte :	105
IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant :	105
IV.2.6. Vérification de la flèche :	105
IV.2.7. Calcul du contre poids :	106
IV.3 Etude des escaliers :	107
IV.3.2. Type des escaliers :	108
IV.3.3. Prédimensionnement des volées 1 et 2:	108
IV.3.3.1. Calcul les sollicitations pour volée 1 et 2 :	111
IV.3.3.2. Calcul du ferrailage pour les volées 1 et 2 :	114
IV.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant :	115
IV.3.4. Etude de la poutre palière :	116
IV.3.4.1. Calcul les sollicitations poutre palière :	116
IV.3.4.2. Calcul du ferrailage de la poutre palière d'après le BAEL :	117
IV.3.4.3. Vérification à ELS :	118
IV.3.4.4. Vérification de l'effort tranchant :	118
IV.3.4.5. Calcul des armatures transversales :	118

IV.4. Etude de l'Ascenseur :	119
IV.4.1. Descente des charges :	121
IV.4.1.1. Surcharge d'exploitation :	121
IV.4.1.2. Charges permanentes :	121
IV.4.1.3. Combinaisons fondamentales :	124
IV.4.2. Étude de la dalle d'ascenseur (dalle machine) :	124
IV.4.2.1. Vérification de poinçonnement :	124
IV.4.2.2. Calcul des sollicitations :	125
IV.4.2.3. Calcul des moments dus aux charges concentrées :	126
IV.4.2.4. Moments dus aux charges à l'ELU :	128
IV.4.2.5. Moments dus aux charges à l'ELS :	129
IV.4.3. Etude de la dalle sous la charge répartie :	129
IV.4.3.1. Calcul des sollicitations :	129
IV.4.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement :	131
IV.4.3.3. Vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5] :	131
IV.5. Conclusion :	132
Chapitre V : Etude dynamique et sismique	133
V.1. Introduction :	134
V.2. Objectif de l'étude dynamique :	134
V.3. Modélisation de la structure :	134
V.4. Classification de l'ouvrage :	136
V.5. Choix de la méthode de calcul :	138
V.5.1. Méthode statique équivalente :	138
V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	139
V.5.3 Calcul de la force sismique totale :	139
V.6 Modélisation de la structure :	146
V.6.1 Disposition des voiles de contreventement :	147
V.6.2 Vérification des modes :	149
V.6.3 Vérification la somme des masses modales :	152

V.6.4 Spectre de réponse de calcul :.....	152
V.6.5 Centre de gravité et centre de rigidité :.....	153
V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	155
V.7.1 méthode statique équivalente :	155
V.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :	158
V.8 Vérification des déplacements :.....	159
V.9 Vérification au renversement :	160
V.10 Vérification de l'effet P-Delta :.....	163
V.11 Conclusion :	164
Chapitre VI : Etude des éléments structuraux	166
VI.1. Introduction.....	167
VI.2 Ferrailage des poutres.....	167
VI.2.1 Poutres principales :.....	169
VI.2.1.1 ferrailage à l'ELU :	169
VI.2.1.2 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]	173
VI.2.1.3 vérifications de la flèche :.....	174
VI.2.1.4 Schéma de ferrailage :.....	174
VI.2.2 Les poutres secondaires :	174
VI.2.2.1 ferrailage à l'ELU :	174
VI.2.2.2 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]	178
VI.2.2.3 vérifications de la flèche :.....	179
VI.2.2.4 Schéma de ferrailage :.....	179
VI.3 Ferrailage des poteaux :.....	180
VI.3.1 Combinaison de calcul :	180
VI.3.2 Recommandations du RPA2024 :	181
VI.3.3 Sollicitations de calcul sur poteaux :	184
VI.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	185
VI.3.5 Calcul du ferrailage :	186

VI.3.5.1 Exemple de calcul :.....	187
VI.3.5.2 Les résultats des ferraillages :.....	191
VI.3.5.3 Schéma de ferraillage	195
VI.4 voiles :	195
VI.4.1 Introduction :.....	195
VI.4.2 combinaisons de calcul :.....	197
VI.4.2 ferraillages des voiles de la zone critique :	199
VI.4.2.1 enveloppe du diagramme des moments fléchissant :	199
VI.4.2.2 dimensionnement des éléments de rives:.....	201
VI.4.3 ferraillages des éléments de rives :	202
VI.4.3.1 armatures longitudinales :	202
VI.4.4 ferraillages de l'âme :.....	203
VI.4.4.1 aciers verticaux :.....	203
VI.4.4.2 aciers horizontaux :	204
VI.4.5 Schéma de ferraillage :.....	204
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	205
VII.1 Introduction :.....	206
VII.2 Étude géotechnique du sol :	206
VII.3 Choix du type de fondation :.....	206
VII.3.1 Vérification de semelle isolée :	207
VII.3.2 Vérification des semelles filantes :	208
VII.3.3 Vérification du radier général :	208
VII.3.3.1 Prédimensionnement du radier :	208
VII.3.3.2 Vérification de la surface du radier :	210
VII.4 Radier général :	210
VII.4.1 Vérification de la contrainte dans le sol :	210
VII.4.2 Vérification au poinçonnement :.....	212
VII.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :.....	213
VII.4.4 Ferraillage du radier :	214

VII.4.4.1 Etude de la dalle :	214
VII.4.4.2 Etude des nervures :	217
VII.4.5 Schéma de ferrailage :	221
VII.5 Calcul du débord :	223
VII.5.1 Calcul des sollicitations :	223
VII.5.2. Calcul le ferrailage à ELU :	223
VII.5.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1] :	223
VII.5.4. Vérification de l'effort tranchant :	224
VII.5.5 Vérification à l'ELS :	224
VII.6 Etude du Voile périphérique :	225
VII.6.1 Évaluation des charges et surcharges :	225
VII.6.2 Ferrailage du voile périphérique :	226
VII.6.2.1 Combinaison d'action :	227
VII.6.2.2 Calcul des moments :	227
VII.6.2.3 Calcul d'effort tranchant :	228
VII.6.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	229
VII.6.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	229
VII.6.4 schémas des voiles périphériques	232
Chapitre VIII : Étude économique (Étude quantitative et estimative, devis quantitatif du projet, étude de prix, ... etc.)	233
VIII.1. Introduction	234
VIII.1.1. Qu'est-ce qu'un projet ?	234
VIII.1.2. Différents intervenants d'un projet	234
VIII.1.3. Facteurs principaux d'un projet	234
VIII.2. Calcul du devis quantitatif des gros œuvres :	235
VIII.3. Conclusion :	236
Annexes et bibliographie	237
Plans architecturaux	246

Liste des figures :

Figure I.1: Plancher à corps creux	27
Figure I.2: Plancher en dalle pleine	27
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU	30
Figure I.4 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS	31
Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier	32
Figure II.1 : Loi de dégression	42
Figure II.2 : Schéma du Poteau Central.....	44
Figure II.3 : Schéma du poteau d'angle.....	46
Figure II.4 : Schéma du poteau de rive.....	47
Figure II.5 : Coupe du voile	50
Figure III.1 : Schéma d'une section en T	53
Figure III.2 : Diagramme des moments type 1(étage courant).....	65
Figure III.3 : Diagramme des moments type 1(terrasse inaccessible).....	66
Figure III.4 : Diagramme des moments type 2 (étage courant).....	66
Figure III.5 : Diagramme des moments type 3 (étage courant).....	66
Figure III.6 : Diagramme des moments type 4 (étage courant).....	67
Figure III.7 : Diagramme des moments type 5 (terrasse inaccessible).....	67
Figure III.8 : Diagramme des moments type 5 (étage courant).....	67
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (étage courant)....	68
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants type 02 (étage courant)...	68
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants type 03 (étage courant)...	68
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants type 04 (étage courant)...	69
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants type 05 (étage courant)...	69
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants type 02 (Terrasse).....	69
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants type 05 (Terrasse).....	70
Figure III.16 : Différents panneaux de dalles pleines	85
Figure III.17 : Schéma statique de panneau.....	86
Figure IV.1 : coupe verticale sur l'acrotère	98

Figure IV.2 : Schéma statique du balcon à l'ELU	103
Figure IV.3 : schéma de ferrailage de loggias	106
Figure IV.4: Escalier en béton armé.	107
Figure IV. 5: Schéma d'un escalier.....	107
FigureIV. 6: Escalier de 2 volées	108
Figure IV. 8: Schéma statique des volées 1 et 2	109
Figure IV.9: Schéma statique du calcul de la volée 1.....	111
Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 2.	113
Figure IV.11: Diagramme des moments fléchissant des volées 1 et 2.	113
Figure IV.12 : Schéma statique de la poutre palière.	116
Figure IV.13: Schéma de ferrailage de la volée	119
Figure IV.14: Caractéristiques géométriques de l'ascenseur.	120
Figure IV.15: Abaque de détermination de suspente.	122
Figure IV.16: Schéma de la surface d'impact.	125
Figure IV.17: Schéma de calcul de la dalle pleine d'ascenseur.	126
Figure IV.18: Schémas de chargement des panneaux.....	126
Figure IV.19: Schéma de la dalle soumise à une charge répartie.....	127
Figure V.1 : limites des décrochements en plan	137
Figure V.2 : limites des décrochements en élévation Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme régulier	138
Figure V.3 : Distribution des efforts réduits sur les éléments verticaux.....	143
Figure V.4 : Paramètres de l'analyse modale	146
Figure V.5 : Vue en plan disposition des voiles.....	147
Figure V.6 : Modélisation 3D de la structure (avant)	148
Figure V.7 : Modélisation 3D de la structure (arrière).....	148
Figure V.8 : Représentation du mode 1 en 2D.....	149
Figure V.9 : Représentation du mode 1 en 3D.....	149
Figure V.10 : Représentation du mode 2 en 2D.....	150
Figure V.11 : Représentation du mode 2 en 3D	150
Figure V.12 : Représentation du mode 3 en 2D.....	151

Figure V.13 : Représentation du mode 3 en 3D.....	151
Figure V.14 : Représentation Spectre de réponse selon X.....	152
Figure V.15 : Représentation Spectre de réponse selon Y	152
Figure V.16 : Centre de gravité(G) et centre de rigidité(R)	153
Figure V.17 : définitions l'excentricité additionnelle (page 84)	154
Figure V.18 : Correction du coefficient de comportement.....	156
Figure V.19 : addition de coefficient des charges.....	158
Figure V.20 : Le Poids total de la structure	158
Figure V.21: Corrections le rapport 0,8. VEsuivant directions X.....	159
Figures VI.1 : Dispositions constructives des portiques.....	168
Figures VI.2 : Schéma du ferrailage de la poutre principale	174
Figures VI.3 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaires	179
Figures VI.4: d'armatures longitudinales et de la zone nodale	182
Figures VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	195
Figure VI.6: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	199
Figures VI.7 : Enveloppe des combinaisons accidentel depuis le ROBOT	200
Figure VI.8: Eléments de rive pour les voiles.....	201
Figure VI.9 : zone confinée	201
Figures VI.10: ferrailage des voiles.....	204
Figures VII.1: Distribution des contraintes à l'ELS	210
Figures VII.2: Distribution des contraintes à l'ELU.....	211
Figures VII.3: Distribution des contraintes à l'ACC	212
Figures VII.4: Distribution des contraintes de cisaillement suivant X-X ...	213
Figures VII.5: Distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y....	214
Figures VII.6: Ferrailage du radier nervuré	221
Figures VII.7 : Ferrailage de la nervure	222
Figures VII.8 : Ferrailage des voiles périphériques	232
Figures VIII.1 : Facteurs principaux d'un projet.	234

Liste des Tableaux :

Tableau I.1 : Contrainte limite ultime de cisaillement	31
Tableau II.1 : dimensionnement du plancher dalle pleine	37
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	39
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher étage courant.	40
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher en dalle pleine.	40
Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).	40
Tableau II.6 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).	41
Tableau II.7 : Charges d'exploitation.	41
Tableau II.8 : Dégression des surcharges	42
Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux centraux.	46
Tableau II.10 : Prédimensionnement des poteaux d'angl	47
Tableau II.11 : Prédimensionnement des poteaux de rive.	48
Tableau II.12 : Calcul et vérification au flambement.....	49
Tableau II.13 : Epaisseur des voiles	51
Tableau III.1 : Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.....	55
Tableau III.2 : Vérification de rapport des portées	59
Tableau III.3 : Résultats de calcul Terrasse inaccessible à l'ELU.....	60
Tableau III.4 : Résultats de calcul Terrasse inaccessible à l'ELS	61
Tableau III.5 : Résultats de calcul étage courant à l'ELU	61
Tableau III.6 : Résultats de calcul étage courant à l'ELS	62
Tableau III.7 : Résultats de calcul terrasse à l'ELU	64
Tableau III.8 : Résultats de calcul terrasse à l'ELS	65
Tableau III.9 : Résultats de calcul étage courant à l'ELU	65
Tableau III.10: Résultats de calcul étage courant à l'ELS	65
Tableau III.11: Sollicitations maximales pour la terrasse	70
Tableau III.12: Sollicitations maximales pour l'étage courant	70
Tableau III.13: Caractéristiques des matériaux	71
Tableau III.14 : Résultats de la flèche	84

Tableau IV.1: Descente des charges du balcon.	103
Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée.....	110
Tableau IV.3: Descente des charges du Palier.....	111
Tableau IV.4: Récapitulatif des sollicitations des volées 1 et 2.	114
Tableau IV.5: Vérification des contraintes de la volée 1 et 2 à ELS.....	115
Tableau IV.6 : Calcul des sections d'armatures des volées 1 et 2.....	116
Tableau IV.7 : Calcul des sections d'armatures pour la poutre palière	117
Tableau IV.8 : Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS. ...	118
Tableau IV.9 : Caractéristiques des câbles.	123
Tableau IV.10 : Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées à l'ELU.	128
Tableau IV.11 : Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées à l'ELS.....	129
Tableau IV.12 : Résumé de calcul de la dalle machine (sens x_x).	130
Tableau IV.13 : Résumé de calcul de la dalle machine (sens y_y).	131
Tableau IV.14 : Vérification des contraintes de la dalle machine selon x_x à l'ELS.....	131
Tableau IV.15 : Vérification des contraintes de la dalle machine selon y_y à l'ELS.....	131
Tableau V.1 : Types des zones sismiques	136
Tableau V.2 : Valeurs du coefficient de comportement, R	141
Tableau V.3 : Effort réduit des poteaux et voiles par rapport à x	141
Tableau V.4 : Effort réduit des poteaux et voiles par rapport à y	142
Tableau V.5 : période statique des sites type (1)	143
Tableau V.6 : Valeurs du coefficient CT	144
Tableau V.7 : Valeurs des pondérations pq	145
Tableau V.8: Résultats dynamiques de la Première disposition.....	147
Tableau V.9 : Résultats des excentricités théorique et additionnelle	154
Tableau V.10 : Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles	156

Tableau V.11: Valeurs du coefficient d'accompagnement WQ_i , pour la charge d'exploitation Q	157
Tableau V.12 : vérification de la résultante des forces sismiques	158
Tableau V.13 : Vérification finale de la résultante des forces sismiques	159
Tableau V.14 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x ..	160
Tableau V.15 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens y ..	160
Tableau V.16 : Vérification au renversement selon X	162
Tableau V.17 : Vérification au renversement selon Y	162
Tableau V.18: Vérification de l'effet P- Δ sens X	163
Tableau V.19: Vérification de l'effet P- Δ sens Y	164
Tableau V.20 : Sections des poutres.....	164
Tableau V.21 : Sections des poteaux.....	164
Tableau VI.1 : Sollicitations de la poutre principale.	169
Tableau VI.2 : Les résultats de calcul des sections	171
Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales.....	171
Tableau VI.4: Vérification des contraintes à ELS (travée).....	173
Tableau VI.5: Vérification des contraintes à ELS (appui).....	173
Tableau VI.6: Vérification de la flèche.....	174
Tableau VI.7 : Les sollicitations de la poutre secondaires la plus sollicitée.	174
Tableau VI.8 : résultats de calcul des sections.....	176
Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres secondaires.....	177
Tableau VI.10: Vérification des contraintes à ELU.	178
Tableau VI.11: Vérification des contraintes à ELS	179
Tableau VI.12: Vérification de la flèche.....	179
Tableau VI.13 : Sollicitation poteaux RDC + sous-sol	184
Tableau VI.14 : Sollicitation étage (1,2,3) et (4,5,6).....	184
Tableau VI.15 : Sollicitation étage (6,7,8) et (9,10,11)	185
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes de cisaillement suivant BAEL91/99	185

Tableau VI.17: Vérification des contraintes de cisaillement suivant RPA2024	186
Tableau VI.18 : Ferrailage longitudinal des poteaux	192
Tableau VI.19 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	193
Tableau VI.20: Choix des armatures transversales pour les poteaux	193
Tableau VII.1 : Moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X	215
Tableau VII.2 : Moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y	215
Tableau VII.3 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X	216
Tableau VII.4 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y	216
Tableau VII.5 : Choix des barres de la dalle pleine	217
Tableau VII.6 : Sollicitations des nervures	217
Tableau VII.7: Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens X-X	219
Tableau VII.8 : Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y	219
Tableau VII.9 : Choix des barres de la nervure	220
Tableau VIII.1 : Calcul du devis quantitatif et estimatif l'infrastructure	235
Tableau VIII.2 : Calcul du devis quantitatif et estimatif de superstructure	235

Liste des notations

G : Charges permanentes

Q, P : Charges d'exploitation

A : Coefficient d'accélération de zone

β : Coefficient de pondération

Ψ : Coefficient d'accompagnement

N, N_d : Effort normal

T : Effort tranchant au point considéré

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment renversant

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\sigma_{b\ lim}$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\sigma_{s\ lim}$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\tau_{u\ lim}$: Contrainte tangentielle limite

h : Hauteur des éléments (poutres, poteaux)

b : Largeur des éléments

L : Portée de la travée

L_f : Longueur de flambement

Br : Section réduite

h_e : Hauteur d'étage

$\varnothing_t$: Diamètre des armatures

S : Espacement des armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELU

A_s : Armatures calculées à l'ELS

A_a : Armatures en appui

A_t : Armatures en travée

A_r : Armatures de répartition

A_{min} : Section minimale d'armatures selon les règlements

I_{xx} : Moment d'inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Moment d'inertie par rapport à l'axe des ordonnées

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

M_{zz} : Inertie massique

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle

R : Coefficient de comportement de la structure

Q_f : Facteur de qualité

I : Coefficient d'importance

S : Coefficient de site

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

T : Période fondamentale de la structure

Δ_k : Déplacement relatif

δ_k : Déplacement horizontal

δ_{ek} : Déplacement élastique

μ : Moment réduit ultime

μ_l : Moment réduit limite

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

L'analyse d'un bâtiment en béton armé repose sur un ensemble de connaissances fondamentales et de compétences techniques que l'ingénieur doit maîtriser afin de justifier rationnellement les choix de conception et de dimensionnement. Ces considérations visent à garantir une structure répondant aux exigences de sécurité, de durabilité et d'économie. Dans ce contexte, le présent chapitre est consacré à des rappels théoriques essentiels ainsi qu'à la présentation et à la description du cas d'étude retenu.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment technico-économique en béton armé en (R+12+ Sous-sol) à usage multiple qui sera implantée à la ville d'Aïn Témouchent, classée en zone de sismicité élevée (zone V), et de groupe d'usage 2 d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 2024 ».

Le projet entre dans le cadre d'une construction qui comprend :

- Le RDC et l'étage 1 et 2 à usage de bureaux commerciaux.
- Les étages courants (3 à 12) à usage d'habitation.
- Le sous-sol comme cave.

I.3 Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment a pour dimensions les cotes suivantes :

➤ Longueur totale de bâtiment :29.85 m

➤ Largeur totale de bâtiment : 26.6 m

➤ Hauteur totale de bâtiment :

Avec sous-sol :43,72 m

Sans sous-sol :40,72 m

➤ Hauteur de RDC :4 m

➤ Hauteur de sous-sol :3 m

➤ Hauteur de l'étage courant :3.06m

I.4 Caractéristiques du site :

D'après les résultats du rapport géotechnique, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- Une contrainte du sol de 2 bars obtenue à partir d'une profondeur d'ancrage de 4 m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol très dense) selon sa nature géotechnique.

I.5 Caractéristiques structurales :

Le choix de la structure portante et de contreventement se fera après vérification des recommandations de la réglementation en vigueur (RPA).

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (portiques poteaux- poutres associés à des voiles).

I.5.1 Planchers :

Les planchers sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : Corps creux et une dalle de compression, pour étages courants.

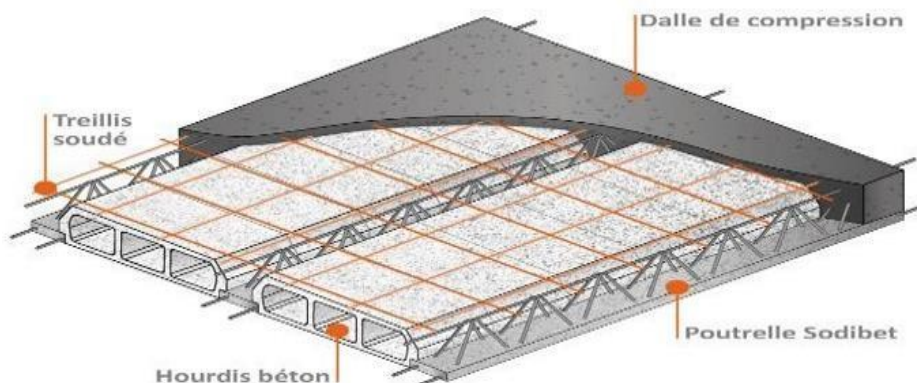


Figure I.1: Plancher à corps creux

- **Type 2** : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol et RDC

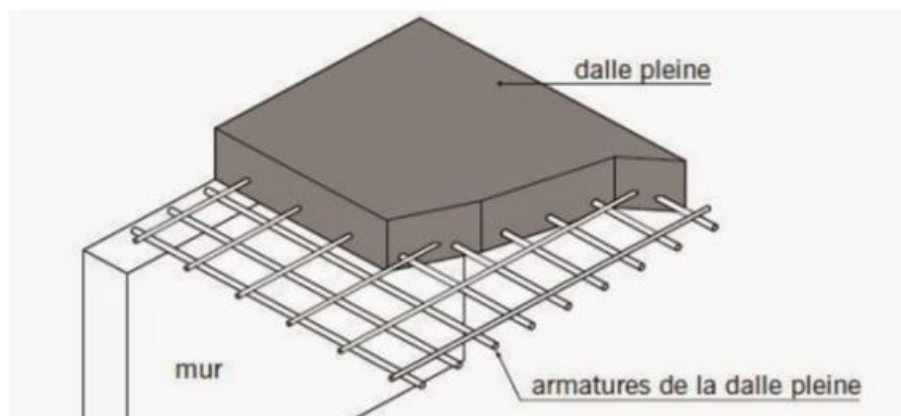


Figure I.2: Plancher en dalle pleine

I.5.2 Maçonnerie :

Les maçonneries seront réalisées comme suit :

- Les murs extérieurs : en doubles cloisons en briques creuses de (15cm et 10cm) Séparées par un vide d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur

I.5.3 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les cloisons extérieures et les murs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable.

I.5.4 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher en corps creux et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse ainsi que par les vides d'air des cloisons double parois en brique creuses.

I.5.5 Escaliers :

Un escalier est un ouvrage permettant de relier les différents niveaux d'un bâtiment. Il est Constitué d'une succession de marches horizontales et de paliers de repos, permettant à l'utilisateur de monter ou descendre en toute sécurité. Dans le cadre de notre ouvrage, les escaliers seront équipés de deux volées et d'un seul Palier.

I.5.6 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif mécanique de transport vertical conçu pour faciliter la mobilité entre différents niveaux d'un bâtiment. Il est généralement composé d'une cabine fermée qui se déplace le long de rails verticaux, et est propulsée par une machinerie motorisée.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.5.7 Acrotère :

Un acrotère est une structure surélevée en béton armé, généralement située à la bordure d'un toit-terrasse d'une hauteur de 60 cm. Il sert à retenir les matériaux de couverture et à empêcher l'eau pluviale de déborder.

I.5.8 Terrasse :

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible, c'est-à-dire qu'elle n'est pas destinée à être utilisée pour des activités ou des déplacements fréquents. Elle est destinée principalement recevoir les équipements de ventilation ou de climatisation.

I.5.9 Balcon :

Les balcons sont des éléments non porteurs qui se composent d'une dalle pleine en béton armé.

I.5.10 Régularité en plan :

Un principe fondamental de la conception parasismique visant à assurer la stabilité d'un bâtiment face aux forces horizontales. Elle se définit par une forme géométrique simple (souvent symétrique), une distribution uniforme de la masse et de la rigidité, limitant les effets de torsion et garantissant une réponse structurelle homogène.

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1 béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulats (sable, gravier) à proportions étudiées amélioré dans certains cas par des adjuvant.

Résistance du béton à la compression :

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ sa résistance à la compression sera calculée comme suite selon l'article 4.1.1 BAEL91 :

$$\begin{aligned} \bullet \quad f_{c_j} &= \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa} \\ \bullet \quad f_{c_j} &= \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Pour notre projet d'étude on adoptera un béton de classe :

$$f_{c28} = 25MPa$$

Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction de béton à « j » jours est définie selon l'article 4.1.1 du BAEL91 par la relation suivante :

$$\bullet \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 60MPa$$

Cela donne pour notre cas étude : $f_{t28} = 2,1 MPa$

Les contraintes limites :

○ Contraintes limites ultimes à la compression :

Pour le calcul à l'ELU, on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

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

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14,17 MPa$

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 MPa$

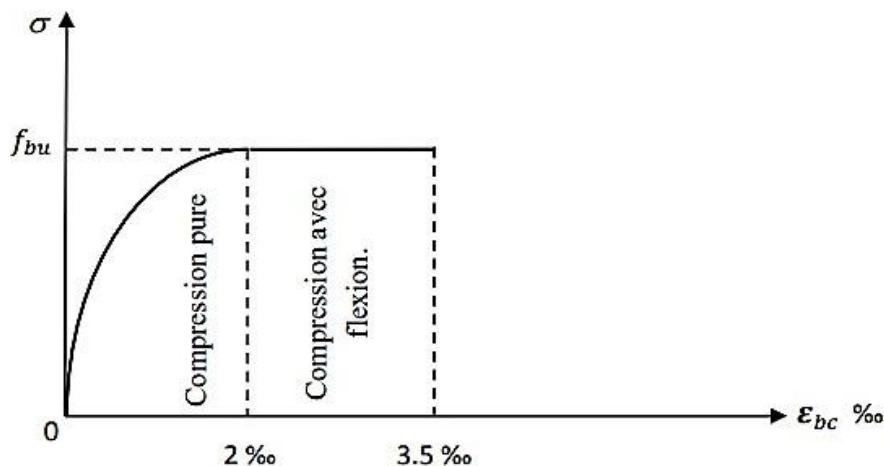


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU

Contrainte limite de service à la compression :

Le diagramme des contraintes à l'ELS est donné par la loi : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

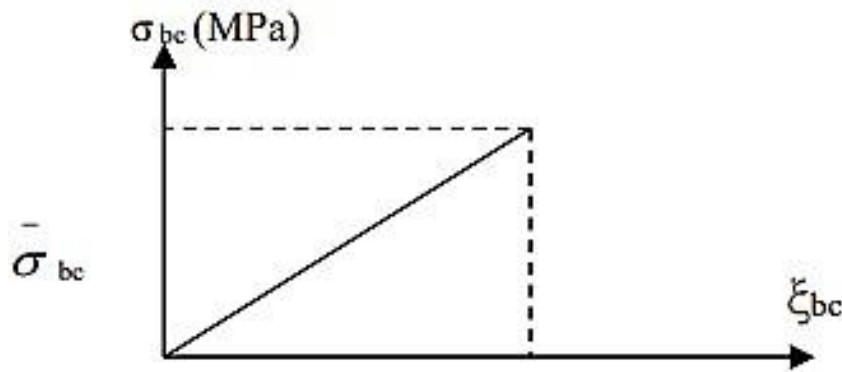


Figure I.4 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte ultime de cisaillement :

D'après l'article 13.3.2 BAEL91, la contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm}$$

	Cadre de 90°(droit)	Cadre de 45°
Fissuration peu préjudiciable	$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$	$\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa})$
Fissuration préjudiciable Où Très préjudiciable	$\bar{\tau} = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$	$\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa})$

Tableau I.1 : Contrainte limite ultime de cisaillement

Module de déformation longitudinale de béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

❖ Module de déformation instantané :

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots E_{i28} = 31264,20 \text{ MPa}$$

❖ Le module de déformation différé :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application est :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots E_{j28} = 10818,90 \text{ MPa}$$

❖ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

- $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations à l'ELU (béton non fissuré).
- $\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton fissuré).

I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton.

➤ Types d'acier :

❖ Armature Longitudinales :

- Barres à haute adhérence HA → FeE400, FeE500
- Treillis soudé TS → FeE500

❖ Armature Transversales :

- Haute adhérence HA → FeE400, FeE500
- Rond Lisse RL → FeE235, FeE215

➤ Contrainte limite ultime à l'ELU:

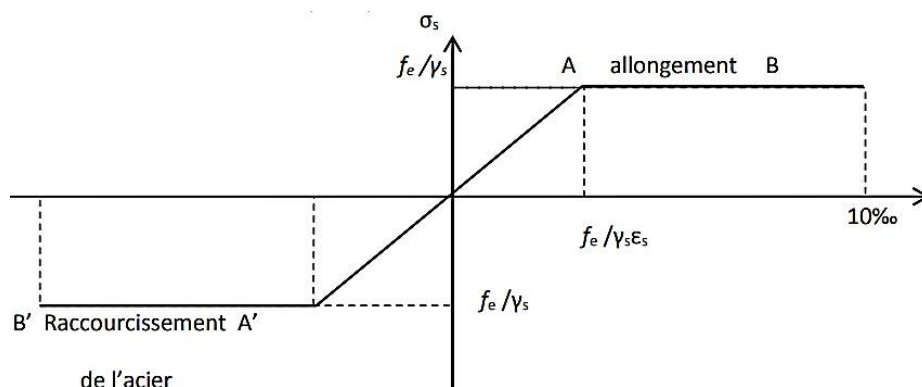


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{aciers naturels}$$

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$\gamma_s = 1,15$ En situations courantes

$\gamma_s = 1$ En situations accidentelles

➤ Contrainte limite de service (ELS) :

▪ Fissuration peu préjudiciable : dans ce cas aucune vérification

▪ Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta}f_{tj})$

▪ Fissuration très préjudiciable : $\sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta}f_{tj})$

η : Coefficient de fissuration.

I.7 Sollicitations et combinaisons de calcul :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les efforts et actions auxquelles elle est soumise. Elles sont exprimées sous forme des forces (efforts normaux ou tranchants), et de moments (de flexion, de torsion).

• **Etat limite ultime** : D'après le BAEL91/99

ELU : $1,35G+1,5Q$

• **Etat limite de service** : D'après le BAEL91/99

ELS : $G+Q$

• **Situation accidentelle** : D'après le RPA2024

$G+\psi.Q+E1$

$G+\psi.Q+E2$

Avec :

$E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$

$E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$

G : charge permanente **Q** : charge d'exploitation **E** : effort de séisme

I.8 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA2024).
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC.2.2)

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement des éléments vise à établir les dimensions approximatives des différents composants du bâtiment, en conformité avec les règlements en vigueur relatifs au dimensionnement des structures en béton armé (BAEL 91/99, CBA, etc.), ainsi qu'avec les réglementations parasismiques applicables, notamment le RPA 2024 retenu pour le présent cas d'étude.

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparent deux niveaux d'un bâtiment, ils assurent la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

II.2.1 Planchers à corps creux :

Composés de corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : longueur maximale entre extrémité d'appuis selon la disposition des poutrelles

h_t : hauteur totale du plancher

D'après le RPA 2024 article 7.4.1 chapitre 7

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (Cf. Figure (7. 1)) :

$\text{Min}(b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI

- Pour les poteaux circulaires, le diamètre, D , devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$D \geq 35 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI

$$L_{max} = 4,75 - 0,30 = 4,45\text{m}$$

$$\frac{445}{25} \leq h_t \leq \frac{445}{20} \quad 17,8\text{cm} \leq h_t \leq 22,25\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $h_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

$h_1 = 16 \text{ cm}$: hauteur de corps creux

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de dalle de copression

II.2.2 Planchers en dalles pleines :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels car il peut résister à des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$).

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée à partir du critère suivant :

- Dalle reposant sur 3 à 4 appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \text{ Pour les dalles continues avec } 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

- Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \text{ Pour les dalles continues avec } \alpha \leq 0,4$$

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

e : L'épaisseur des dalles pleine

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle

$L_x(\text{cm})$	$L_y(\text{cm})$	α	$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$	Le choix(cm)
445	445	1	$8.9 \leq e \leq 11.13$	10

Tableau II.1 : dimensionnement du plancher dalle pleine

$e \geq 7 \text{ cm}$: Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu

Donc on prend : $e = 12 \text{ cm}$

➤ Condition d'isolation acoustique :

$e \geq 16 \text{ cm}$ (L'isolation contre le bruit d'impact $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2$)

$e \geq 14 \text{ cm}$ (L'isolation contre le bruit aérien $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2$)

Finalement on adopte une épaisseur égale $e = 16 \text{ cm}$ pour les planchers en dalle pleine

II.3 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, généralement de section rectangulaire, dont le rôle est de reprendre les charges appliquées et de les transmettre aux poteaux.

II.3.1 Poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles. Selon le BAEL91/99 le prédimensionnement se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : longueur maximale entre extrémité (entre nus d'appuis).

Avec : $L_{max} = 4,45m$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \rightarrow 29,7 \leq h \leq 44,5 \rightarrow h = 40cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

• Vérification des conditions par le RPA2024 :

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

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.3.2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Selon le BAEL91/99 le prédimensionnement se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : longueur maximale entre extrémité (entre nus d'appuis).

Avec :

$$L_{max} = 4,45m$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29,7 \leq h \leq 44,5 \rightarrow h = 40cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

• Vérification des conditions par le RPA2024 :

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

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.4 Evaluation des charges et des surcharges :

II.4.1 Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/ m ²)
1	Gravillon de protection roulé	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	20	2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(0,16+0,04)		2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			Charge permanente G	6,18

➤ Plancher étage courant :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poid(KN / m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloison	0,10	9	0,90
5	Plancher à corps creux	(0,16+0,04)		2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,11

➤ Plancher en dalle pleine :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher en dalle pleine.

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/ m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloison	0,10	9	0,90
5	Plancher en dalle pleine	0,16	25	4
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,26

➤ Cloison double paroi (extérieur) :

Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/ m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,4
2	Briques creuses	0,15	9	1,35
3	Lame d'air	0,05	////	0.05
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				2,9

➤ Cloison simple paroi (intérieur) :

Tableau II.6 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/ m ³)	Poids (KN/ m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			Charge permanente G	1,50

II.4.2 Charges d'exploitation :

Tableau II.7 : Charges d'exploitation.

Etage	Usage	Q (KN/m ²)
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
Etage (3 à 12)	Habitation	1,50
RDC + étage (1 à 2)	Bureaux	2,50
Sous-sol	Cave	2,50

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, de section carrée, rectangulaire ou circulaire, assurant la transmission des charges vers les fondations. Le prédimensionnement des poteaux est réalisé en considérant une compression centrée, conformément aux prescriptions du BAEL 91 (article B.8.4.1), en tenant compte des critères de résistance, de stabilité de forme, ainsi que des exigences du RPA 2024.

II.5.1 Descente des charges :

L'application de la loi de dégression : Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q (DTR B.C-2.2).

Ce qui donne :
$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

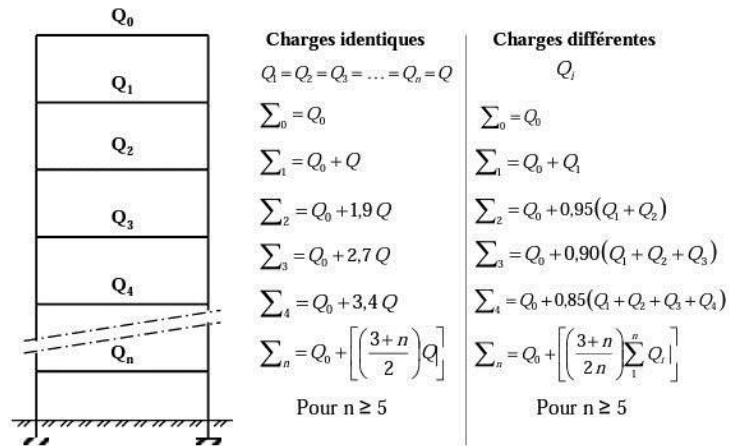


Figure II.1 : Loi de dégression

Tableau II.8 : Dégression des surcharges

Niv de plancher	Surcharge (KN/m ²)	Σ des surcharge	Σ surcharges q (KN/m ²)
Terrasse	1	$\sum = Q_0$	1
11	1,5	$\sum = Q_0 + Q_1$	2,5
10	1,5	$\sum = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
9	1,5	$\sum = Q_0 + 0,90(Q_1 \dots + Q_3)$	5,05
8	1,5	$\sum = Q_0 + 0,85(Q_1 \dots + Q_4)$	6,10
7	1,5	$\sum = Q_0 + 0,80(Q_1 \dots + Q_5)$	7,00
6	1,5	$\sum = Q_0 + 0,75(Q_1 \dots + Q_6)$	7,75
5	1,5	$\sum = Q_0 + 0,71(Q_1 \dots + Q_7)$	8.5
4	1,5	$\sum = Q_0 + 0,69(Q_1 \dots + Q_8)$	9.25
3	1,5	$\sum = Q_0 + 0,67(Q_1 \dots + Q_9)$	10
2	2,5	$\sum = Q_0 + 0,65(Q_1 \dots + Q_{10})$	11.4
1	2,5	$\sum = Q_0 + 0,63(Q_1 \dots + Q_{11})$	12.77
RDC	2,5	$\sum = Q_0 + 0,62(Q_1 \dots + Q_{12})$	14.13
SOUS-SOL	2,5	$\sum = Q_0 + 0,61(Q_1 \dots + Q_{13})$	15,46

II.5.2 Prédimensionnements des poteaux :

Il s'effectue selon le cas le plus défavorable. C'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

Critère de résistance d'après le BAEL 91.

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + \frac{0,85 \cdot A \cdot \sigma_s}{B_r}}$$

D'après les règles de BAEL 91 on prend $A/B_r = 1\%$.

B_r : section réduite de béton $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$

θ : facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$

(Lorsque la durée est ≥ 24 h).

K : facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les surcharges étant appliquées généralement après 90 jours donc $K=1$

$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$ Avec $\lambda = 35$ on trouve $\beta = 1,2$

β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton égale à 14,17MPa.

σ_{st} : Contrainte limite ultime d'acier égale à 347,83MPa

Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\sigma_{st}}$ $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ $F_e E = 400$

$$\text{Donc on a : } B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\frac{0,85 \cdot 25}{1,5 \cdot 0,9} + \frac{1,400}{100 \cdot 1,5}} B_r \geq 0,065 \cdot N_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_r \geq 0,65 \cdot N_u \text{ (KN/cm}^2\text{)}$$

A partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

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

N_u : L'effort normal ultime.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

II.5.3 Exemple de calcul :

Pré dimensionnement d'un poteau des plus sollicité :

➤ Poteau Central :

• Les longueurs afférentes :

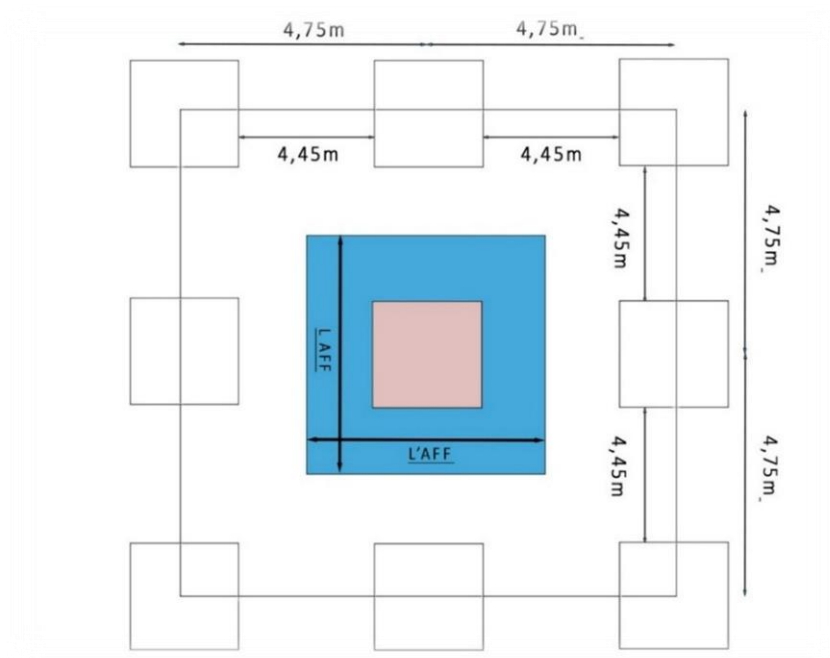


Figure II.2 : Schéma du Poteau Central

• La Surface afférente :

On a : $S_{aff} = L_{aff} \cdot L'_{aff}$

Avec : $L_{aff} = \frac{4,45}{2} + \frac{4,45}{2} = 4,45m$

$$L'_{aff} = \frac{4,45}{2} + \frac{4,45}{2} = 4,45m$$

Alors on trouve : $S_{aff} = 4,45 \times 4,45 = 19,80 m^2$

• Poteau du 12^{ème} étage :

Poids du plancher : $6,18 \times 19,80 = 122,38KN$

Poids de la poutre principale : $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,45 = 13,35KN$

Poids de la poutre secondaire : $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,45 = 13,35KN$

$$G_{12} = 149,09KN$$

Et on a : $N_{u,12} = 1,35G_{12} + 1,5(Q_{12} \times S_{aff})$

$$N_{u,12} = 1,35 \times 149,08 + 1,5(1 \times 19,80)$$

$$N_{u,12} = 230,96KN$$

$$B_{r,12} \geq 0,065N_{u,12} \quad B_{r,12} \geq 0,65 \times 230,96 = 150,12 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 150,12$$

Avec : $a = b$ Donc : $a = \sqrt{150,12} + 2 = 14,25 \text{ cm}$

Donc on prend une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

• Poteau du 11^{ème} étage :

Poids du plancher : $5,11 \times 19,80 = 101,18KN$

Poids de la poutre principale : $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,45 = 13,35KN$

Poids de la poutre secondaire : $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,45 = 13,35KN$

Poids de poteau : $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3 = 6,75KN$

$$G_{11} = 283,69KN$$

Et on a : $N_{u,11} = 1,35G_{11} + 1,5(Q_{11} \times S_{aff})$

$$N_{u,11} = 1,35 \times 283,72 + 1,5(2,5 \times 19,80)$$

$$N_{u,11} = 457,23KN$$

$$B_{r,11} \geq 0,065N_{u,11} \quad B_{r,11} \geq 0,65 \times 457,23 = 297,2 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \geq 297,2$$

Avec : $a = b$

Donc : $a = \sqrt{297,2} + 2 = 19,23 \text{ cm}$

Donc on prend une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS selon BAEL 91 MODIFIE 99 :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n} \Rightarrow x = \frac{N_{ser}}{1,15 * b} < \sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15MPa$$

$$N_{ser} = G + Q.$$

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

n : coefficient d'équivalente.

Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux centraux.

Niveaux	G_{cum}	Q_{cum}	$N_u(KN)$	$B_r(cm^2)$	$a(cm)$	Section (cm^2)	$\Sigma\sigma_{ser}$ (MPa)	$\Sigma\sigma_{bc}$ (MPa)	Verif
12	149,06	19,80	230,93	150,10	14,25	(30 × 30)	1,63	15	CV
11	283,83	49,5	459,40	298,61	19,28	(30 × 30)	3,22	15	CV
10	418,60	76,23	679,46	441,65	23,02	(30 × 30)	4,79	15	CV
9	553,67	99,99	897,44	583,34	26,15	(35 × 35)	4,63	15	CV
8	690,92	120,78	1199,43	779,63	29,92	(35 × 35)	5,76	15	CV
7	828,17	138,6	1325,93	861,85	31,36	(35 × 35)	6,85	15	CV
6	965,42	153,45	1533,49	996,77	33,57	(40 × 40)	6,07	15	CV
5	1105,54	168,3	1744,93	1134,20	35,68	(40 × 40)	6,91	15	CV
4	1245,66	183,15	1956,37	1271,64	37,63	(40 × 40)	7,75	15	CV
3	1385,73	198	2167,74	1409,03	39,54	(45 × 45)	6,79	15	CV
2	1551,87	225,72	2433,60	1581,84	41,77	(45 × 45)	7,52	15	CV
1	1718,01	252,85	2698,59	1754,08	43,88	(45 × 45)	8,35	15	CV
RDC	1884,15	279,77	2963,26	1926,12	45,88	(50 × 50)	7,43	15	CV
Sous-sol	2053,93	306,11	3231,97	2100,78	47,83	(50 × 50)	8,14	15	CV

➤ Poteau d'angle :

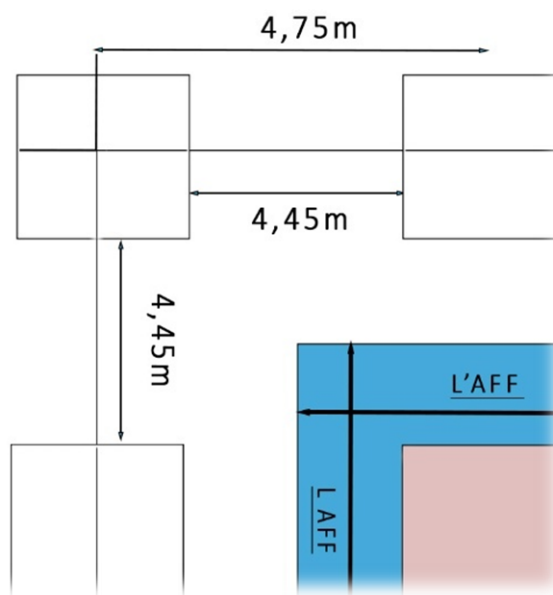


Figure II.3 : Schéma du poteau d'angle

• Les longueurs afférentes :

$$L_{aff} = \frac{4,45}{2} = 2.23m$$

$$L'_{aff} = \frac{4,45}{2} = 2.23m$$

La Surface afférente : $(2,23) \times (2,23) = 4,97 \text{ m}^2$

Tableau II.10 : Prédimensionnement des poteaux d'angle

Niveaux	G_{cum}	Q_{cum}	$N_u(KN)$	$B_r(cm^2)$	$a(cm)$	Section (cm ²)	$\Sigma\sigma_{ser}$ (MPa)	$\Sigma\sigma_{bc}$ (MPa)	Verif
12	44,09	4,97	66,97	43,53	8,59	(30 × 30)	0,47	15	CV
11	89,62	12,43	139,63	90,75	11,53	(30 × 30)	0,98	15	CV
10	135,15	19,13	211,15	137,25	13,72	(30 × 30)	1,49	15	CV
9	180,68	25,1	281,57	183,02	15,53	(35 × 35)	1,46	15	CV
8	228,65	30,32	354,16	230,20	17,17	(35 × 35)	1,83	15	CV
7	276,62	34,8	425,64	276,67	18,63	(35 × 35)	2,21	15	CV
6	324,59	38,52	495,98	322,39	19,95	(40 × 40)	1,97	15	CV
5	375,37	42,43	570,4	370,76	21,26	(40 × 40)	2,27	15	CV
4	426,15	45,97	644,26	418,77	22,46	(40 × 40)	2,57	15	CV
3	476,93	49,7	718,41	466,97	23,61	(45 × 45)	2,61	15	CV
2	530,9	56,66	801,71	521,11	24,83	(45 × 45)	2,52	15	CV
1	590,58	63,47	892,49	580,12	26,09	(45 × 45)	2,80	15	CV
RDC	650,26	70,25	983,25	639,11	27,28	(50 × 50)	2,51	15	CV
Sous-sol	719,75	76,84	1086,9 2	706,50	28,58	(50 × 50)	2,77	15	CV

Poteau de rive :

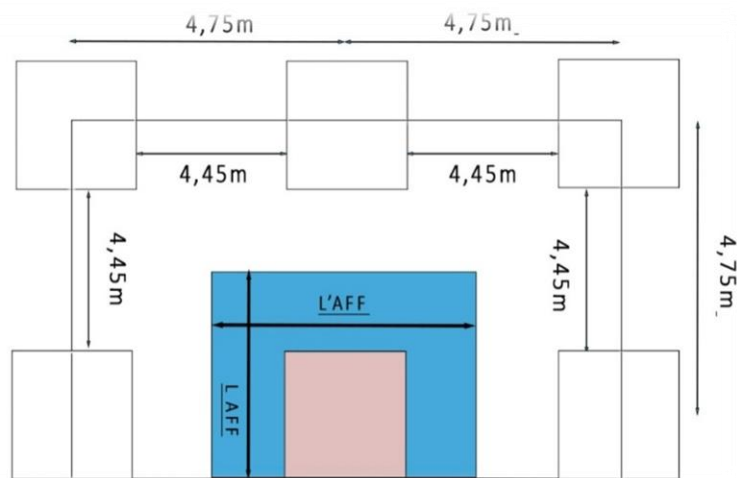


Figure II.4 : Schéma du poteau de rive.

• Les longueurs afférentes :

$$L_{aff} = \frac{4,45}{2} = 2,23m$$

$$L'_{aff} = \frac{4,45}{2} + \frac{4,45}{2} = 4,45m$$

La Surface afférente :

$$(2,23) \times (4,45) = 9,92 \text{ m}^2$$

Tableau II.11 : Prédimensionnement des poteaux de rive.

Niveaux	G_{cum}	Q_{cum}	$N_u(KN)$	$B_r(cm^2)$	$a(cm)$	Section (cm ²)	$\Sigma\sigma_{ser}$ (MPa)	$\Sigma\sigma_{bc}$ (MPa)	vérif .
12	94,75	9,92	142,79	92,81	11,63	(30 × 30)	1,01	CV	15
11	178,89	24,8	278,70	181,16	15,46	(30 × 30)	1,96	CV	15
10	263,03	38,19	412,38	268,04	18,37	(30 × 30)	2,91	CV	15
9	347,17	50,1	543,83	353,49	20,80	(35 × 35)	2,82	CV	15
8	433,75	60,51	676,33	439,61	22,96	(35 × 35)	3,50	CV	15
7	520,33	69,44	806,61	524,29	24,9	(35 × 35)	4,19	CV	15
6	606,91	76,88	934,65	607,52	26,65	(40 × 40)	3,71	CV	15
5	696,3	84,32	1066,49	693,22	28,33	(40 × 40)	4,24	CV	15
4	785,69	91,76	1198,32	778,91	29,91	(40 × 40)	4,77	CV	15
3	875,08	99,2	1330,16	864,60	31,40	(45 × 45)	4,18	CV	15
2	979,07	113,09	1491,38	969,4	33,14	(45 × 45)	4,69	CV	15
1	1083,06	126,68	1652,15	1073,9	34,77	(45 × 45)	5,19	CV	15
RDC	1192,11	140,17	1819,60	1182,74	36,39	(50 × 50)	4,63	CV	15
Sous-sol	1296,10	153,36	1979,78	1286,85	37,87	(50 × 50)	5,04	CV	15

II.5.4 Vérification au flambement :

L'élancement calculé comme suit :

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

Avec :

l_f : longueur de flambement

D'après [BAEL91r 99/art B.8.3, 31] :

$$l_f = 0,7 \cdot L_0$$

l_0 : la longueur libre du poteau

Avec :

I : le moment d'inertie.

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

B : section de poteaux carré

$$B = a \times b$$

Tableau II.12 : Calcul et vérification au flambement

Niveaux	l_0 (m)	$l_f = 0,7 \times L_0$ (m)	$B(a \times a)$ (m^2)	i (m^2)	λ	$\lambda < 50$
12	3,06	2.142	(0.3 × 0.30)	0,0866	24,73	CV
11	3,06	2.142	(0.30 × 0.30)	0,0866	24,73	CV
10	3,06	2.142	(0.30 × 0.30)	0,0866	24,73	CV
9	3,06	2.142	(0.35 × 0.35)	0,101	21,21	CV
8	3,06	2.142	(0.35 × 0.35)	0,101	21,21	CV
7	3,06	2.142	(0.35 × 0.35)	0,101	21,21	CV
6	3,06	2.142	(0.40 × 0.40)	0,115	18,63	CV
5	3,06	2.142	(0.40 × 0.40)	0,115	18,63	CV
4	3,06	2.142	(0.40 × 0.40)	0,115	18,63	CV
3	3,06	2.142	(0.45 × 0.45)	0,130	16,48	CV
2	3,06	2.142	(0.45 × 0.45)	0,130	16,48	CV
1	3,06	2.142	(0.45 × 0.45)	0,130	16,48	CV
RDC	4	2.8	(0.50 × 0.50)	0,144	19,44	CV
Sous-sol	3	2.1	(0.50 × 0.50)	0,144	14,58	CV

Méthode de calcul :

Exemple de calcul :

Niveaux : 12eme étage

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i} = \frac{0.7 \times 3}{0.0866} = 34.64 < 50 \rightarrow c.v$$

Vérification condition minimal Vérification Selon le RPA2024 :

Les poteaux doivent respecter les conditions ci-après :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois (cf. Figure (7.1)). Les dés de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (cf. Figure (7.1)):

Min (b_1, h_1) $\geq$ 30 cm : en zone V. (CV)

Min (b_1, h_1) $\geq \frac{l_{cl}}{20}$: quelle que soit la zone. (CV)

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$: quelle que soit la zone (cv).

II.6 Prédimensionnement des voiles :

II.6.1 Voiles du contreventement :

Le prédimensionnement des murs en béton armé doit être effectué conformément aux prescriptions de l'article 7.7 du RPA 2024. Les voiles assurent une double fonction : ils participent au système de contreventement en reprenant les actions horizontales dues au séisme et/ou au vent, et ils contribuent également à la reprise des charges verticales (poids propre et charges d'exploitation) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA2024 article 7.7.1, les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition ci-dessous :

$$\sqrt{l_w} \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m\right)$$

✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm

✓ l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure suivante :

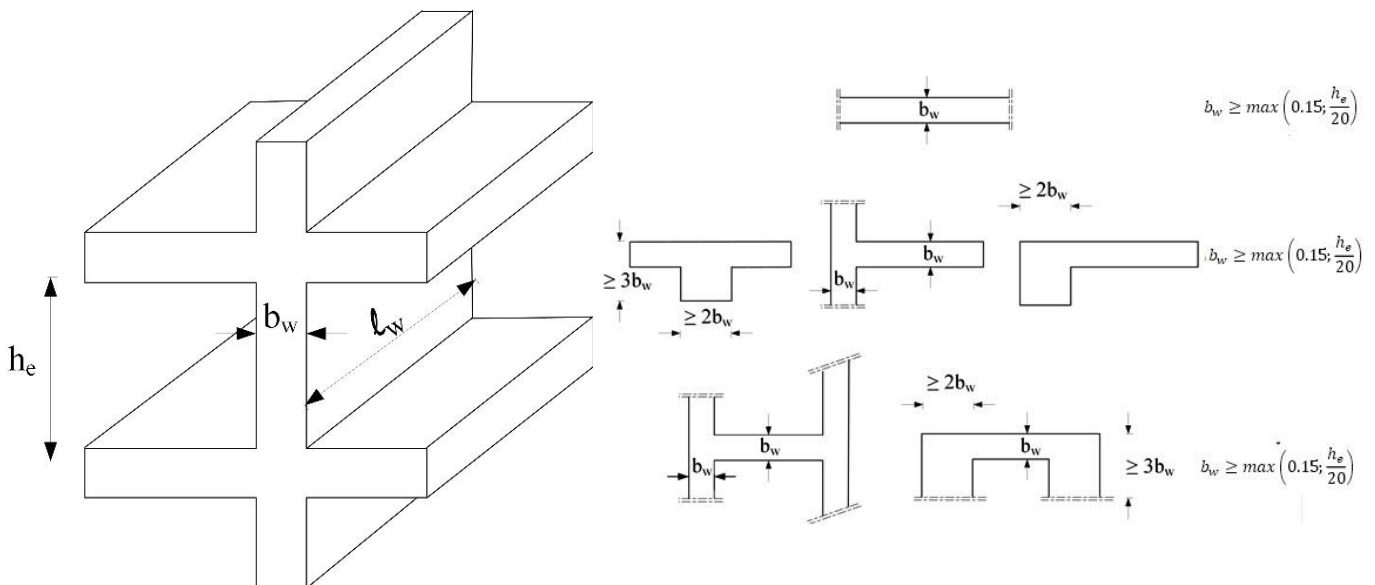


Figure II.5 : Coupe du voile

Avec :

l_w : longueur de voile.

h_e : hauteur d'étage.

b_w : épaisseur du voile.

$b_w \geq \max(a_{min}; h_e / 20)$

Avec :

$$a_{min} = 15 \text{ cm.}$$

⇒ On a :

$$h_e = 2,66$$

$$b_w \geq \max(15 ; 13) \text{ a } \geq 15 \text{ cm}$$

→ Donc on adopte l'épaisseur des voiles : $a = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

Tableau II.13 : Epaisseur des voiles

	h_e (m)	a (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
Etage courant	2,66	15	20
RDC	3,66	18	20

Chapitre III :

Etude des planchers

III.1 introduction :

Les planchers en béton armé sont des éléments de surface généralement horizontale. Ils servent à délimiter les différents niveaux d'un bâtiment et à supporter les revêtements de sol ainsi que les charges appliquées (charges permanentes et charges d'exploitation).

Leur rôle est :

- d'assurer la résistance aux charges permanentes **G** et aux charges d'exploitation **Q** ;
- de garantir l'isolation entre les niveaux, notamment thermique et acoustique ;
- d'assurer la protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments creux associés à une dalle de compression, pour une épaisseur totale de **(16 + 4) cm**. Les poutrelles présentent une section en T.

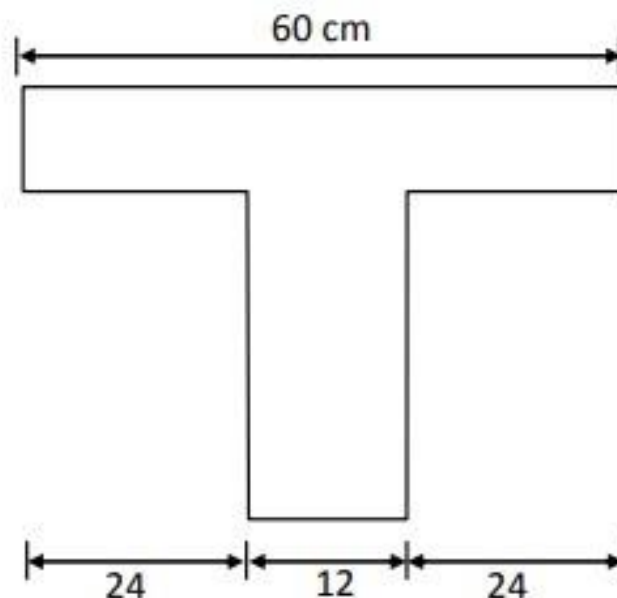
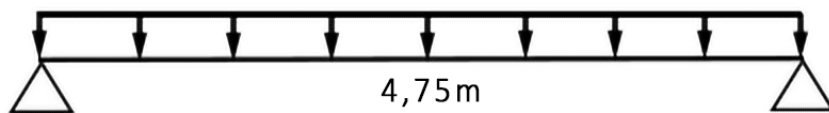


Figure III.1 : Schéma d'une section en T

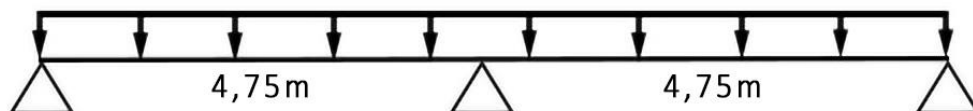
III.2.1 Type des poutrelles :

On a 5 types de poutrelles :

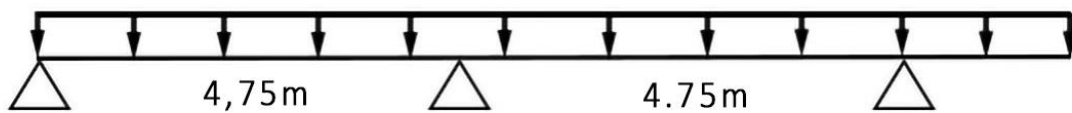
Type 01 :



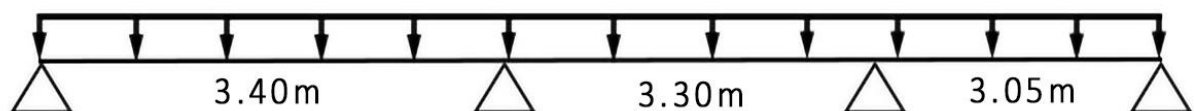
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



Pour :

- Terrasse : type 02 ; type 05.
- Étage courant (3 à 12) : type 01 ; type 02 ; type 03 ; type 04 ; type 05.

III.2.2. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

Tableau III.1 : Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	q _u (KN/m)	q _{ser} (KN/m)
Terrasse	6,18	1	0,6	5,91	4,31
Etage courant	5,11	1,5	0,6	5,49	3,97

III.2.3. Méthode de calcul :

Le calcul des poutrelles peut être effectué selon plusieurs méthodes

Le règlement CBA 93 en définit deux, basées sur des conditions complémentaires :

1-Méthode de forfaitaire :

Pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée (CBA93B.6.2.2.1) Cette méthode est applicable si les (4) conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées
- Fissuration peu préjudiciable
- Le rapport des portées : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

Moments fléchissent isostatiques :

Pour les moments en travée en a :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

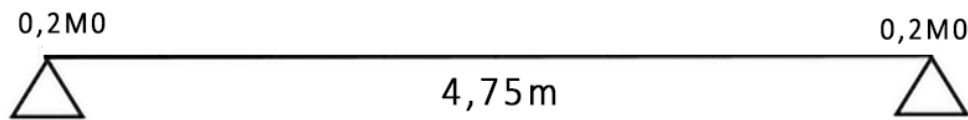
On a un cas spécial pour le type N°3 (dans notre dernier travée) on a :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

Moment en appui :

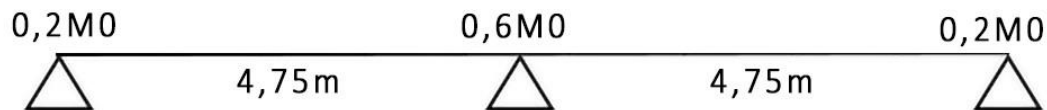
Pour les moments en a diffèrent moment d'appuis pour chaque type :

- **Type 01 :**



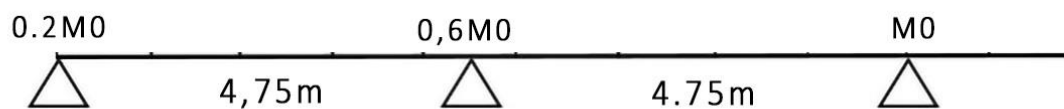
$0,2M_0$: pour les appuis de rive.

- **Type 02 :**

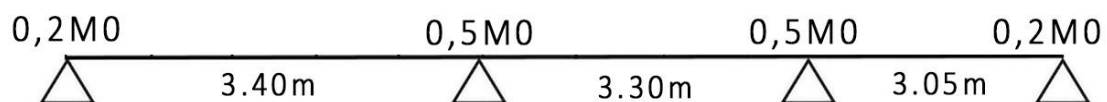


$0,6M_0$: pour les appuis intermédiaires dans cas de poutre 2 travées.

- **Type 03 :**

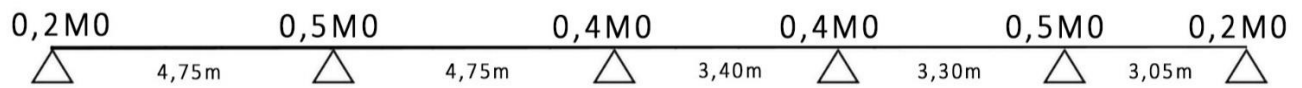


- **Type 04 :**



$0,5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive.

- **Type 05 :**



0,4M₀: pour les appuis intermédiaires.

Moment en travée :

Pour le calcul du moment en travée on a :

- Cas général :

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1 + 0,3\alpha}{1,05} M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- Pour le cas d'une travée de rive :

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

- Pour le cas d'une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

Avec le rapport α :

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

Effort tranchant :

Pour les efforts tranchants on a :

$$T_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2-Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot est une méthode de calcul utilisée en génie civil pour déterminer les efforts intérieurs, notamment les moments fléchissant et les efforts tranchants, dans les poutres continues en béton armé.

Elle s'applique principalement aux poutres-planchers des constructions industrielles soumises à des charges d'exploitation relativement élevées (CBA

93 B.6.2.2.2), notamment lorsque les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Méthode de calcul :

En travée :

On a :
$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :
$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \times l} ; \mu(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

q : la charge permanente à l'ELU

x : abscisse de la valeur max du moment en travée

En appui :

On a :
$$M_a = - \frac{q_w \times L'_w{}^3 + q_e \times L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

Effort tranchant :

On a :
$$v_i = \pm \frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

III.2.4 Exemple de Calcul :

Application de la méthode de forfaitaire :

- Vérification des conditions de la méthodes forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- **Plancher terrasse** : $G=6,18 \text{ KN/m}^2$; $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$

$1,00 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 6,18 = 12,36 \text{ KN/m}^2$ C.V

- **Plancher étage courant** : $G=5,11 \text{ KN/m}^2$; $Q=1,50 \text{ KN/m}^2$

$1,50 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,11 = 10,22 \text{ KN/m}^2$ C.V

Poutre à inertie transversale constante ($I=\text{constante}$)C. V

Fissuration peu préjudiciable..... C.V

Le rapport de portée : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

Vérification :

On a :

Type 02 : $0,8 \leq \frac{4,75}{4,75} = 1 \leq 1,25$

Tableau III.2 : Vérification de rapport des portées

	Type 01	Type 02	Type 03	Type 04	Type 05
$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$	C.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V

Pour les types 3 et 5, la condition des portées n'est pas vérifiée. Ils seront calculés par la méthode de caquot.

Pour la terrasse (inaccessible)

Type 02 (calcul avec la méthode forfaitaire) :

On a :

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_{0BC} = M_{0AB} = \frac{5,91 \times 4,75^2}{8} = 16,66 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$q_u = 5,91 \quad \text{Et} \quad L = 4,75$$

✓ **Moment en appui :**

$$M_A = 0,2M_0 = 0,2 \times 16,6 = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_0 = 0,6 \times 16,6 = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0 = 0,2 \times 16,6 = 3,33 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 17,35 \\ 1,05 \times M_0 = 17,50 \end{array} \right\} - \frac{3,33 + 10}{2}$$

$$M_t \geq 10,84 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment de rive :**

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} = \frac{(1 + 0,3 \times 0,14)16,66}{2}$$

$$M_t \geq 10,35 \text{ KN.m}$$

Donc le moment max est : $M_t = 10,84 \text{ KN.m}$

✓ **Effort tranchant :**

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_w = + \frac{5,91 \times 4,75}{2} + \frac{3,33 - 10}{4,75} = 12,36 \\ T_e = - \frac{5,91 \times 4,75}{2} + \frac{3,33 - 10}{4,75} = -15,44 \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_w = + \frac{5,91 \times 4,75}{2} + \frac{10 - 3,33}{4,75} = 15,44 \\ T_e = - \frac{5,91 \times 4,75}{2} + \frac{10 - 3,33}{4,75} = -12,36 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

Tableau III.3 : Résultats de calcul Terrasse inaccessible à l'ELU

Type	02		
Appuis	A	B	C
$M_{appuis}(\text{KN.m})$	-3,33	-10	-3,33
Travée	AB		BC
L (m)	4,75		4,75
M_0	16,66		16,66
$M_{travée}(\text{KN.m})$	10,84		10,84
Vérification	10,35		10,35
$M_t \text{ max}(\text{KN.m})$	10,84		10,84
T_w (KN)	12,63		15,44
T_e (KN)	-15,44		-12,63

Calcul à l'ELS :

Tableau III.4 : Résultats de calcul Terrasse inaccessible à l'ELS

Type	02		
Appuis	A	B	C
$M_{appuis}(KN.m)$	-2,43	-7,3	-2,43
Travée	AB		BC
L (m)	4,75		4,75
M_0	12,16		12,16
$M_{travée}(KN.m)$	7,81		7,81
Vérification	6,34		6,34
$M_tmax(KN.m)$	7,81		7,81
T_w (KN)	9,21		11,26
$T_e(KN)$	-11,26		-9,21

Pour l'étage courant :

Calcul à l'ELU :

Tableau III.5 : Résultats de calcul étage courant à l'ELU

Type	04				01		02		
Appuis	A	B	C	D	A	B	A	B	C
$M_{appuis}(KN.m)$	-1,59	-3,97	-3,74	-1,28	-3,1	-3,1	-3,1	-9,3	-3,1
Travée	AB		BC	CD	AB		AB		BC
L (m)	3,4		3,3	3,05	4,75		4,75		4,75
M_0	7,93		7,47	6,38	15,48		15,48		15,48
$M_{travée}(KN.m)$	5,48		4,40	5,27	11,61		10,05		10,05
Vérification	4,13		4,21	3,89	/		8,07		8,07
$M_tmax(KN.m)$	5,48		4,40	5,27	11,61		10,05		10,05
T_w (KN)	8,64		9,13	9,18	13,04		11,73		14,34
$T_e(KN)$	-10,03		-9	-7,57	-13,04		-14,34		-11,73

Calcul à l'ELS :

Tableau III.6 : Résultats de calcul étage courant à l'ELS

Type	04				01		02		
Appuis	A	B	C	D	A	B	A	B	C
$M_{appuis}(KN.m)$	-1,15	-2,87	-2,7	-1,08	-2,24	-2,24	-2,24	-6,72	-2,24
Travée	AB		BC		AB		AB		BC
L (m)	3,4		3,3		4,75		4,75		4,75
M_0	5,74		5,40		11,20		11,20		11,20
$M_{travée}(KN.m)$	4		3,20		9,43		7,19		7,19
Vérification	3		3,35		/		5,84		5,84
$M_t max(KN.m)$	4		3,35		9,43		5,84		5,84
$T_w (KN)$	6,24		6,60		9,43		8,49		10,37
$T_e (KN)$	-7,25		-6,49		-9,43		-10,37		-8,49

Exemple de calcul « méthode de caquot » :

Calcul de la poutrelle type 5 « terrasse » :

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a = M_f = 0$$

$$M_b = -\frac{5.91 \times 4.75^3 + 5.91 \times 3.8^3}{8.5(4.75 + 3.8)} = -13,18 Kn.m$$

$$M_c = -\frac{5.91 \times 3.8^3 + 5.91 \times 2.72^3}{8.5(3.8 + 2.72)} = -7,99 Kn.m$$

$$M_d = -\frac{5.91 \times 2.72^3 + 5.91 \times 2.64^3}{8.5(2.72 + 2.64)} = -4,99 Kn.m$$

$$M_e = -\frac{5.91 \times 2.64^3 + 5.91 \times 2.44^3}{8.5(2.64 + 2.44)} = -4,50 Kn.m$$

✓ **Moment en travée :**

Travée AB :

$$X_{ab} = \frac{4.75}{2} + \frac{-13.18 - 0}{5.91 \times 4.75} = 1,91m$$

$$M_{t(ab)} = \frac{5.91 \times 4.75}{2} \times 1,91 - \frac{5.91 \times 1,91^2}{2} + \frac{-13,18 + 0}{4.75} \times 1,91 + 0 = 10,73 Kn.m$$

Travée BC :

$$X_{bc} = \frac{4.75}{2} + \frac{-7.99 + 13.18}{5.91 \times 4.75} = 2.56m$$

$$\begin{aligned} Mt_{(bc)} &= \frac{5.91 \times 4.75}{2} \times 2.56 - \frac{5.91 \times 2.56^2}{2} + \frac{-7.99 + 13.18}{4.75} \times 2.56 - 13.18 \\ &= 6.18 Kn.m \end{aligned}$$

Travée CD :

$$X_{cd} = \frac{3.40}{2} + \frac{-4.99 + 7.99}{5.91 \times 3.40} = 1.84m$$

$$\begin{aligned} Mt_{(cd)} &= \frac{5.91 \times 3.40}{2} \times 1.84 - \frac{5.91 \times 1.84^2}{2} + \frac{-4.99 + 7.99}{3.4} \times 1.84 \\ &\quad - 7.99 = 2.12 Kn.m \end{aligned}$$

Travée DE :

$$X_{de} = \frac{3.30}{2} + \frac{-4.52 + 4.99}{5.91 \times 3.30} = 1.68m$$

$$\begin{aligned} Mt_{(de)} &= \frac{5.91 \times 3.30}{2} \times 1.68 - \frac{5.91 \times 1.68^2}{2} + \frac{-4.50 + 4.99}{3.30} \times 1.68 \\ &\quad - 4.99 = 3.30 Kn.m \end{aligned}$$

Travée EF :

$$X_{EF} = \frac{3.05}{2} + \frac{0 + 4.50}{5.91 \times 3.05} = 1.77m$$

$$\begin{aligned} Mt_{(ef)} &= \frac{5.91 \times 3.05}{2} \times 1.77 - \frac{5.91 \times 1.77^2}{2} + \frac{0 + 4.50}{3.05} \times 1.77 - 4.50 \\ &= 4.80 Kn.m \end{aligned}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant « T » :**

Travée AB :

$$T_a = \frac{5.91 \times 4.75}{2} + \frac{-7.99 + 13.18}{4.75} = 15.13 Kn$$

$$T_b = 15,13 - 5,91 \times 4,75 = -12,94 \text{ Kn}$$

Travée BC :

$$T_b = \frac{5,91 \times 4,75}{2} + \frac{-7,99 + 13,18}{4,75} = 15,13 \text{ kn}$$

$$T_c = -12,94 \text{ kn}$$

Travée CD :

$$T_c = \frac{5,91 + 3,40}{2} + \frac{-7,99 + 13,18}{3,40} = 6,18 \text{ kn}$$

$$T_d = -13,91 \text{ kn}$$

Travée DE :

$$T_d = \frac{5,91 \times 3,30}{2} + \frac{-4,50 + 4,99}{3,30} = 1,68 \text{ kn}$$

$$T_e = -17,82 \text{ kn}$$

Travée EF :

$$T_e = \frac{5,91 \times 3,05}{2} + \frac{0 + 4,50}{3,05} = 10,38 \text{ kn}$$

$$T_f = -7,65 \text{ kn}$$

Tableau III.7 : Résultats de calcul terrasse à l'ELU

	05					
	A	B	C	D	E	F
$M_{appuis} (KN.m)$	0	-13,18	-7,99	-4,99	-4,50	0
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	4,75	4,75	3,40	3,30	3,05	
M_0	1,91	2,56	1,84	1,68	1,77	
$M_{travée} (KN.m)$	10,73	6,18	2,12	3,30	4,80	
$T_w (KN)$	11,26	15,13	6,18	1,68	10,38	
$T_e (KN)$	-16,81	-12,94	-13,91	-17,82	-7,56	

Tableau III.8 : Résultats de calcul terrasse à l'ELS

	05					
Appuis	A	B	C	D	E	F
$M_{appuis}(KN.m)$	0	-9,50	-5,83	-3,64	-3,29	0
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	4,75	4,75	3,40	3,30	3,05	
M_0	1,91	2,56	1,85	1,68	1,77	
$M_{travée}(KN.m)$	7,87	4,56	1,54	2,40	3,50	
T_w (KN)	8,03	11,08	7,97	7,22	7,65	
T_e (KN)	-12,44	-9,38	-6,68	-7,01	-5,49	

Tableau III.9 : Résultats de calcul étage courant à l'ELU

	03				05					
Appuis	A	B	C	D	A	B	C	D	E	F
$M_{appuis}(KN.m)$	0	-12,24	-6,18	0	0	-12,24	-7,43	-0,20	-5,31	0
Travée	AB	BC	CD		AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	4,75	4,75	1,50		4,75	4,75	3,40	3,30	3,05	
M_0	1,90	2,60	1,50		1,9	2,56	1,84	1,61	1,84	
$M_{travée}(KN.m)$	9,97	6,42	0		10,84	22,32	5,85	1,84	3,80	
T_w (KN)	10,46	14,31	8,24		10,46	14,05	10,15	8,55	10,11	
T_e (KN)	-15,61	-11,76	-0.003		-15,62	-12,03	-8,51	-9,57	-6,63	

Tableau III.10: Résultats de calcul étage courant à l'ELS

	03				05					
Appuis	A	B	C	D	A	B	C	D	E	F
$M_{appuis}(KN.m)$	0	-8,85	-4,47	0	0	-8,85	-5,37	-3,97	-3,84	0
Travée	AB	BC	CD		AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	4,75	4,75	1,50		4,75	4,75	3,40	3,30	3,05	
M_0	1,90	2,60	1,50		1,9	2,56	1,80	2,25	1,84	
$M_{travée}(KN.m)$	7,21	4,64	0		7,52	16,14	4,05	1,42	4,93	
T_w (KN)	7,57	10,35	5,96		7,57	10,16	7,16	7,16	4,79	
T_e (KN)	-11,29	-8,51	-0.002		-11,29	-8,70	-6,34	-6,34	-7,32	

✓ Diagrammes des moments :

➤ Type 01 (étage courant) : M. F

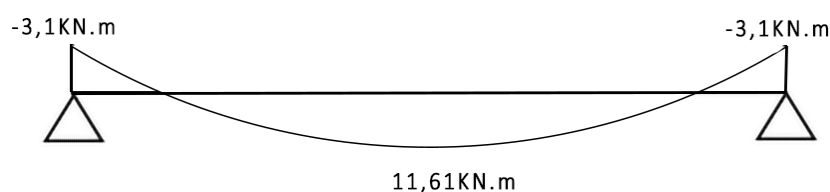


Figure III.2 : Diagramme des moments type 1(étage courant)

➤ Type 02 (terrasse inaccessible) : M. F

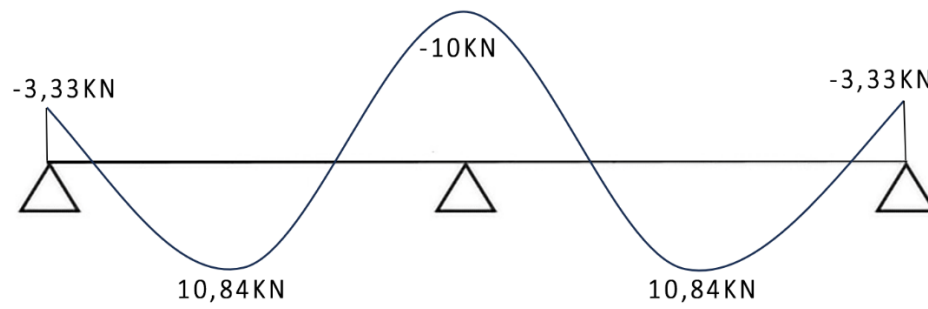


Figure III.3 : Diagramme des moments type 1(terrasse inaccessible)

➤ Type 02 (étage courant) :

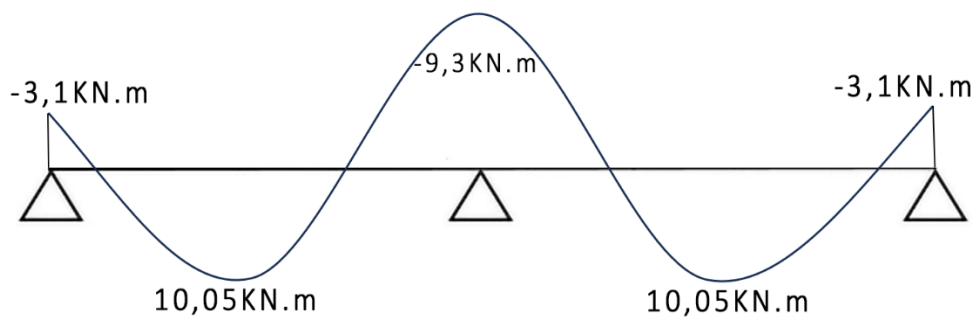


Figure III.4 : Diagramme des moments type 2 (étage courant)

➤ Type 03 (étage courant) :

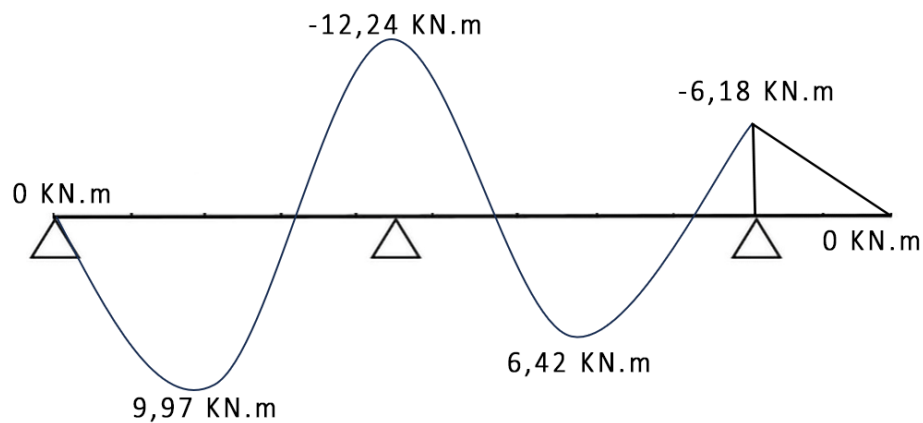


Figure III.5 : Diagramme des moments type 3 (étage courant)

➤ **Type 04 (étage courant) :**

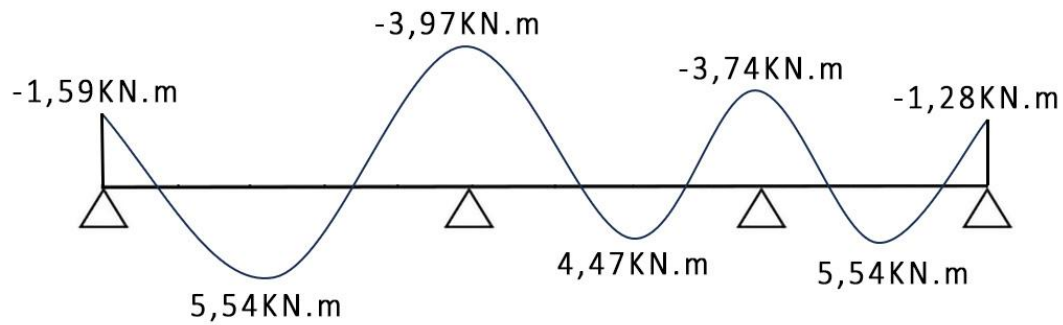


Figure III.6 : Diagramme des moments type 4 (étage courant)

➤ **Type 05 (terrasse inaccessible) :**

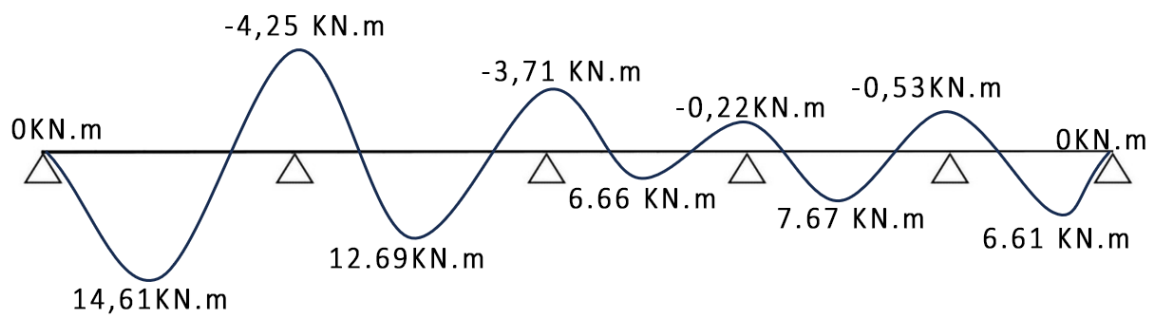


Figure III.7 : Diagramme des moments type 5 (terrasse inaccessible)

➤ **Type 05 (étage courant) :**

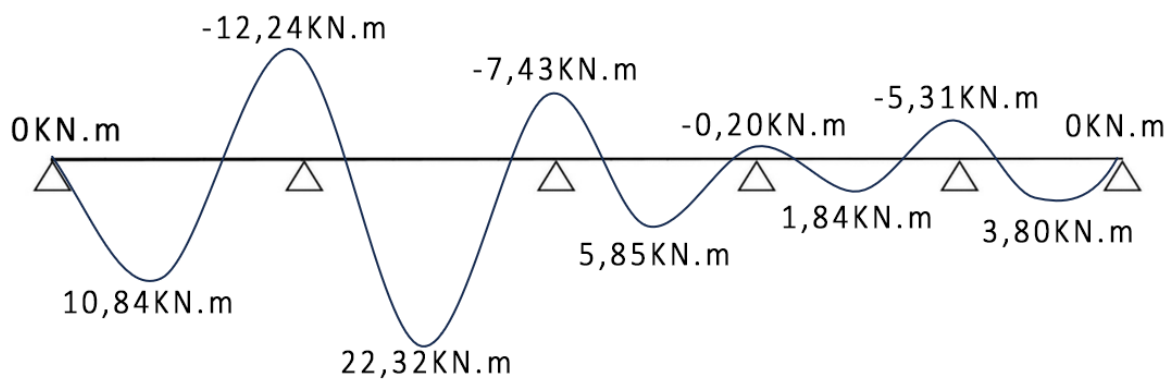


Figure III.8 : Diagramme des moments type 5 (étage courant)

✓ Effort tranchant :

- Étage courant :

➤ Type 01 :

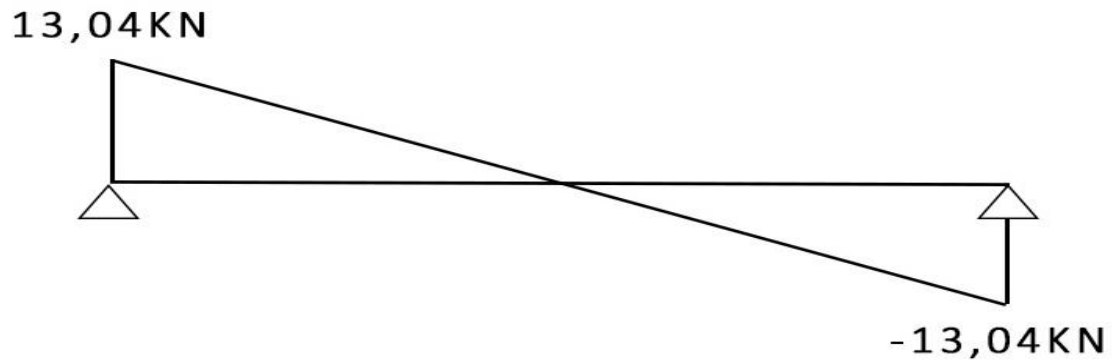


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (étage courant)

➤ Type 02:

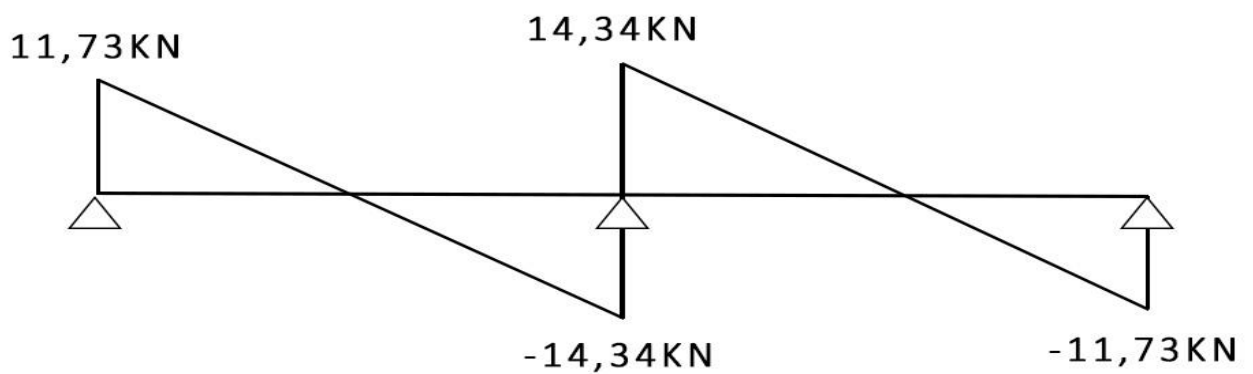


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants type 02 (étage courant)

➤ Type 03:

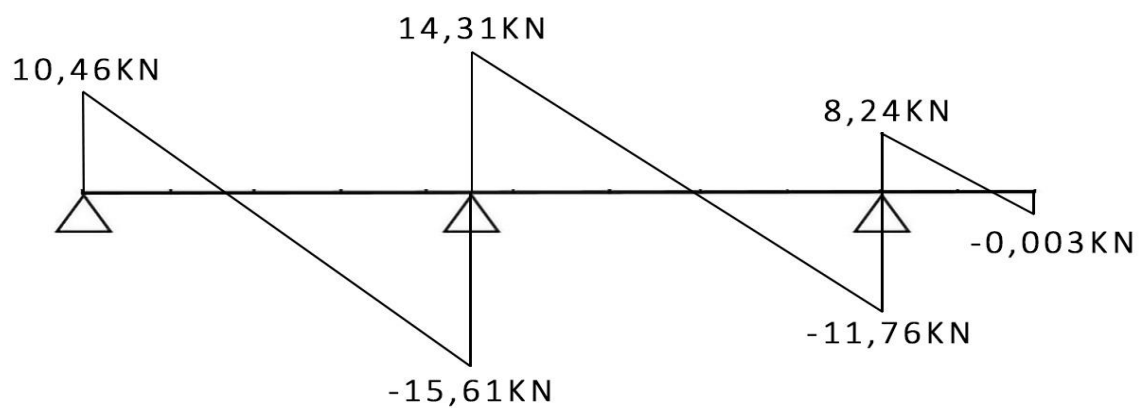


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants type 03 (étage courant)

➤ **Type 04:**

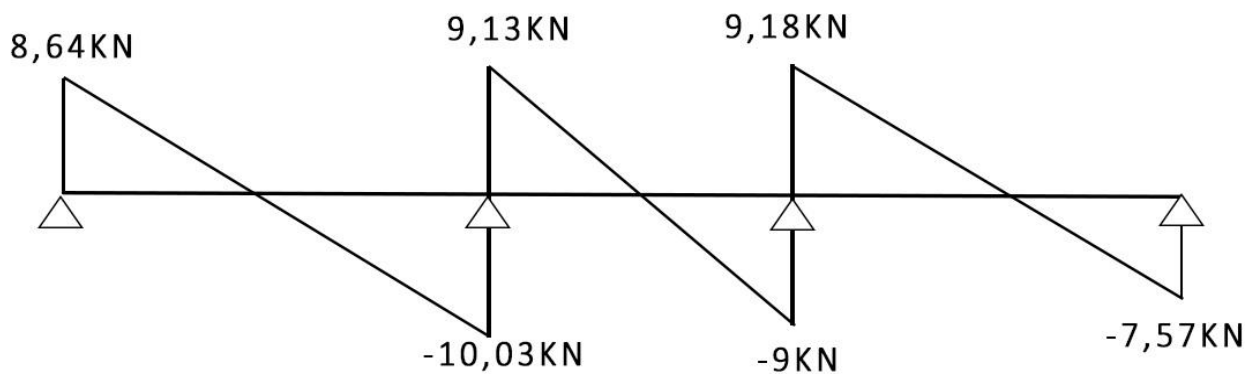


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants type 04 (étage courant)

➤ **Type 05:**

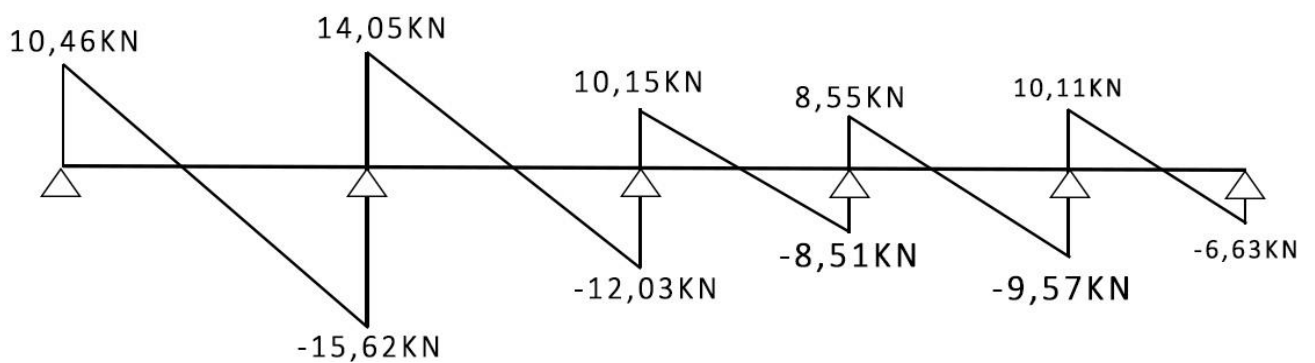


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants type 05 (étage courant)

• **Terrasse:**

➤ **Type 02:**

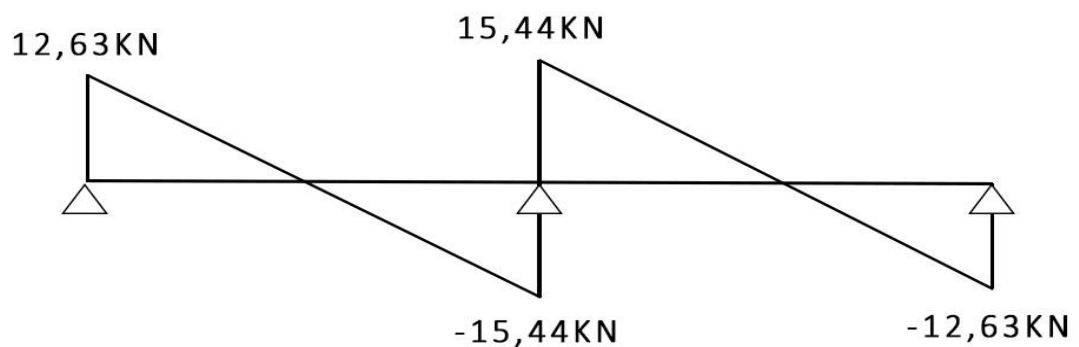


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants type 02 (Terrasse)

➤ **Type 05 :**

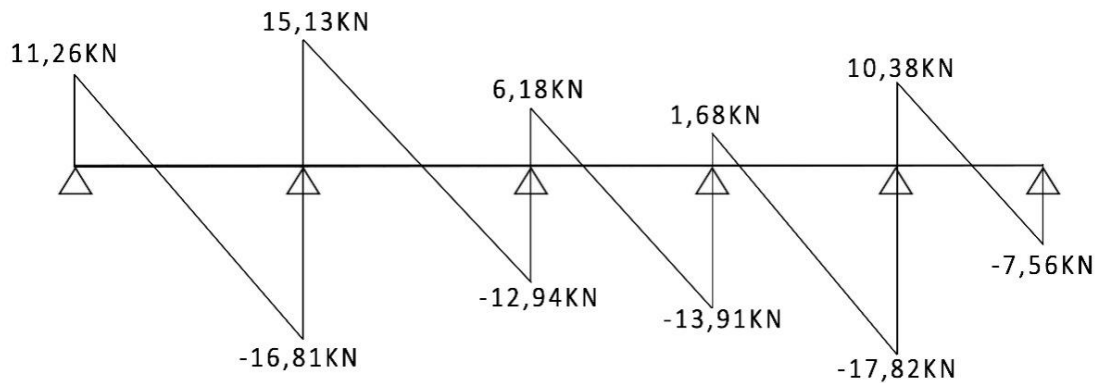


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants type 05 (Terrasse)

✓ **Sollicitations maximales :**

❖ **Pour la terrasse inaccessible :**

Tableau III.11: Sollicitations maximales pour la terrasse

Sollicitations	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	10,73	7,87
Moment en appui (KN.m)	13,18	9,50
Effort tranchant (KN)	16,81	12,44

❖ **Pour l'étage courant :**

Tableau III.12: Sollicitations maximales pour l'étage courant

Sollicitations	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	22,32	16,14
Moment en appui (KN.m)	12,24	8,85
Effort tranchant (KN)	15,61	10,16

Vérification des efforts tranchants :

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$$

$$\tau = \frac{16,81 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5Mpa\right)$$

$$\tau = 0,78 \leq \bar{\tau} = 3,33 \dots\dots\dots CV$$

Tableau III.13: Caractéristiques des matériaux

γ_s	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$
1,15	1,5	25	2,1	14,17	400	347,82

✓ Pour l'étage courant :

- Calcul du moment de la table :

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

$$M_{tu} = 0,04 \times 0,6 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

b : distance entre axes des nervures

d : hauteur total *0,9

- Calcul des armatures Longitudinales :

En travée :

On a :

$$M_t = 22,32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22,32 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, on calcule la section comme section rectangulaire $(60 \times 20) \text{ cm}^2$

Donc on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,32 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,081$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,081 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,1057$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,1057) = 0,176$$

$$\mu_{bu} = 0,081 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot A)}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{22,32 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,176} \right) \times 10^4 = 3,64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (3,73 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 3,73 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : **3HA14 (4,62 cm²)**

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,24 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,22$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y'a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}) = 0,314$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,314) = 0,157$$

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot B)}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = f(\varepsilon_{st}) \quad \text{et} \quad \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{12,24 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,157} \right) \times 10^4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (0,26 \text{ cm}^2; 2,24 \text{ cm}^2) = 2,24 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : **2HA12 (2,26 cm²)**

❖ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc : on prend 2Ø6 → $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

(Fissuration peu préjudiciable)

$$\tau = \frac{15,61 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \leq \bar{\tau} = \min(3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau = 0,72 \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Espacement maximal :**

Selon BAEL 91/99 :

On a :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec : $\tau_0 = 0,3 \times f_{c28}' \times k$

En flexion simple : $k=0$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$s_t \geq \frac{A_t \times 0,9f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - f_{t28})}$$

$$s_t \geq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 \times (0,72)}$$

$$s_t \geq 12,13cm$$

Et on a :

$$s_{tmax} \leq \min \begin{cases} 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2cm \\ 0,40m \end{cases}$$

Alors on prend :

$$s_t = 15cm$$

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

$$A_l = 3HA14 = 4,62cm^2 \geq 1,15 \frac{v_u}{f_e} = 1,15 \frac{15,61 \times 10}{400} = 0,59$$

$$A_l = 4,62cm^2 \geq 0,59cm^2 \dots \dots \dots CV$$

❖ Vérification à l'ELS :

- **Calcul des armatures Longitudinales :**

En travée :

On a :

$$M_t = 16,14KN.m$$

$$M_t = 16,14KN.m \leq M_{tu} = 54,41KN.m$$

L'axe neutre est dans la table de compression on calcule la section comme section rectangulaire $(60 \times 20)cm^2$

Donc on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,14 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,17}$$
$$\mu_{bu} = 0,059$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,059 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y'a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,076$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,076) = 0,174$$

$$\mu_{bu} = 0,059 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot A)}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{16,14 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,174} \right) \times 10^4 = 2,67 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (2,67 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 2,67 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : 3HA12 (3,39 cm²)

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

En appuis :

- **Vérification comme section rectangulaire :**

La distance y :

Position de l'axe neutre :

$$b_0 \times y^2 + (2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times (A_{st} + A_{sc})) \times y - ((b - b_0) \times h_0^2 + 30(d \times A_{st} + d' \times A_{sc})) = 0$$

$$12 \times y^2 + (2 \times (60 - 12) \times 4 + 30 \times (3,39 + 0)) \times y - ((60 - 12) \times 4^2 + 30(18 \times 3,39 + 16,2 \times 0)) = 0$$

$$12y^2 + 485,7y - 2598,6 = 0$$

Après calcul on trouve :

$$y = 4,78cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15(A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2)$$

$$I = \frac{12 \times 4,78^3}{3} + \frac{(60 - 12)4^3}{12} + (60 - 12) \times 4 \times \left(4,78 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15(3,39 \times (18 - 4,78)^2 + 0)$$

$$I = 11063,69 \text{ cm}^4$$

La contrainte:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{16,13 \times 10^{-3}}{11063,69 \times 10^{-8}} \times 4,78 \times 10^{-3} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,97 \approx 7MPa \leq 15MPa \dots \dots \dots CV$$

• **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Dans le cas d'une fissuration jugée peu préjudiciable, les règlements permettent de se dispenser de la vérification des contraintes de traction dans les armatures. En effet, l'ouverture des fissures est alors considérée comme sans effet notable sur la durabilité ou le bon fonctionnement de l'élément.

• **Vérification de la flèche :**

L'évaluation des déformations constitue une étape essentielle pour vérifier l'aptitude au service d'une structure. Le calcul des flèches permet soit de déterminer les contre-flèches à prévoir lors de l'exécution, soit de s'assurer que les déformations sous charges d'exploitation restent compatibles avec les exigences d'aspect, de durabilité et de bon fonctionnement de l'ouvrage.

Selon les dispositions de l'article B.6.8,424 du BAEL 91, il est toutefois admis de ne pas effectuer un calcul détaillé de la flèche lorsque les trois conditions de rigidité exigées sont simultanément respectées.

- **Conditions de dispense du calcul de la flèche :**

a) Condition de l'élancement relatif :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

b) Condition du moment fléchissant :

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{ser}}{M_0 \times 10}$$

c) Condition du taux d'armatures :

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

L : Portée de la travée mesurée entre nus d'appuis.

h : Hauteur totale de la section droite.

d : Hauteur utile de la section (distance de la fibre la plus comprimée au centre de gravité des armatures tendues).

b₀ : Largeur de la nervure (ou de l'âme de la section).

M_t : Moment fléchissant maximal agissant en travée.

M₀ : Moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres (moment de référence).

f_e : Limite élastique de l'acier utilisé, exprimée en MPa.

A : Section de l'armature tendue.

- **Vérification des conditions :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} < \frac{M_{ser}}{M_0 \times 10} \rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 < \frac{16,14}{2,56 \times 10} = 0,63 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{b_0 \times d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,87}{12 \times 18} = 0,0179 \leq \frac{4,2}{400} \\ &= 0,0105 \dots \dots \dots \text{CNV} \end{aligned}$$

Les trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f_t \leq f_{adm}$

- **La part de la flèche totale est :**

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

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

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

f_{pi} : La flèche instantanée dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Supportée par l'élément considéré.

- **La flèche admissible**

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ m}$$

- **Charge apprendre en compte :**

Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

$$\begin{aligned} J &= (\text{plancher de corps creux } (16+4) + \text{cloison}) \times b \\ J &= (2,85+0,9) \times 0,6 \\ J &= 2,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

L'ensemble des charges permanentes (g) :

$$\begin{aligned} g &= (G_{total}) \times b \\ g &= (5,11) \times 0,6 \\ g &= 3,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (p) :

$$\begin{aligned} P &= (G + Q) \times b \\ P &= (5,11 + 1,5) \times 0,6 \\ P &= 3,97 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- **Moment de service maximal dans la travée :**

$$M_j = 0,85 \times \frac{j \times l^2}{8} = \frac{2,25 \times 4,75^2}{8} = 5,39 \text{ kN.m}$$

$$M_g = 0,85 \times \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3,07 \times 4,75^2}{8} = 7,36 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \times \frac{p \times l^2}{8} = \frac{3,97 \times 4,75^2}{8} = 9,52 \text{ kN.m}$$

- Le rapport entre les coefficients d'élasticité de l'acier et du béton :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Centre de gravité :

$$y_1 = \frac{\left[(b \times h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[b_0 (h - h_0) \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right] + [(n \times A_s)(h - d)]}{(b \times h_0) + b_0 (h - h_0) + (n \times A_s)}$$

$$y_1 = \frac{\left[(60 \times 4) \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right] + \left[12 \times (20 - 4) \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right] + [(15 \times 3,39)(20 - 18)]}{(60 \times 4) + b_0 (h - h_0) + (n \times A_s) 12 \times (20 - 4) + (15 \times 3,39)}$$

$$y_1 = 12,34 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 12,34$$

$$y_2 = 7,66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$I_o = \frac{b \times y_2^3}{3} + \frac{b_0 \times y_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + (n \times A_s)(d - y_2)^2$$

$$I_o = \frac{60 \times 7,66^3}{3} + \frac{12 \times 12,34^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + (15 \times 3,39)(18 - 7,66)^2$$

$$I_o = 21157,64 \text{ cm}^4$$

La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre :

$$y = d - y_2 = 18 - 7,66 = 10,34 \text{ cm}$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j \times n}{I_o} \times y = \frac{5,39 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} = 39,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \times n}{I_o} \times y = \frac{7,36 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} = 53,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \times n}{I_o} \times y = \frac{9,52 \times 10^{-3} \times 15}{21157,64 \times 10^{-8}} \times 10,34 \times 10^{-2} = 69,79 \text{ MPa}$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

Calcule de Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t_{28}}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,016 \times (2 + 3 \times \frac{12}{60})}$$

$$\lambda_i = 2,524$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times \rho \times \sigma_{sj}) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 39,51) + 2,1}$$

$$\mu_j = 0,206$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times \rho \times \sigma_{sg}) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 53,95) + 2,1}$$

$$\mu_j = 0,338$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times \rho \times \sigma_{sj}) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,016 \times 369,79) + 2,1}$$

$$\mu_p = 0,440$$

Calcul des moments d'inertie effectif :

$$I_{ji} = \frac{1,1 \times I_0}{(\mu_j \times \lambda_i) + 1} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(0,206 \times 2,524) + 1}$$

$$I_{ji} = 15312,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1,1 \times I_0}{(\mu_g \times \lambda_i) + 1} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(0,338 \times 2,524) + 1}$$

$$I_{gi} = 12559,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1,1 \times I_0}{(\mu_g \times \lambda_i) \times 0,4 + 1} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(0,338 \times 2,524) \times 0,4 + 1}$$

$$I_{gv} = 17352,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1,1 \times I_0}{(\mu_p \times \lambda_i) + 1} = \frac{1,1 \times 21157,64}{(0,440 \times 2,524) + 1}$$

$$I_{ji} = 11027,12 \text{ cm}^4$$

Module de modèle déformation longitudinale :

$$E_i = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Calcule des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ji}} = \frac{5,39 \times 10^{-3} \times 4,75^2 \times 10^2}{10 \times 32164,19 \times 15312,01 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0,246 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{gi}} = \frac{7,36 \times 10^{-3} \times 4,75^2 \times 10^2}{10 \times 32164,19 \times 12559,09 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0,413 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{gv}} = \frac{7,36 \times 10^{-3} \times 4,75^2 \times 10^2}{10 \times 10818,87 \times 17352,09 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0,880 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{pi}} = \frac{9,52 \times 10^{-3} \times 4,75^2 \times 10^2}{10 \times 32164,19 \times 11027,12 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0,605 \text{ m}$$

La part de la flèche totale :

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

$$\Delta f_t = 0,880 - 0,246 + 0,605 - 0,413$$

$$\Delta f_t = 0,83$$

Donc on a :

$$\Delta f_t = 0,83 \leq f_{adm} = 0,95 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

Pour la terrasse inaccessible :

Calcul de moment de la table :

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

$$M_{tu} = 0,04 \times 0,6 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,41 \text{ kN.m}$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

b : distance entre axes des nervures

d : hauteur utile

Calcul des armatures Longitudinales :

En travée :

On a :

$$M_t = 10,73 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 10,73 \text{ kN.m} \leq M_{tu} = 54,41 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression on calcule la section comme section rectangulaire $(60 \times 20) \text{ cm}^2$

Donc on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,73 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,0389$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,0389 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0389}) = 0,0496$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0496) = 0,176$$

$$\mu_{bu} = 0,0389 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc on prend (pivot A)

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{10,73 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,176} \right) \times 10^4 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (1,75 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 1,75 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : 3HA12 (3,39 cm²)

En appui :

$$M_a = 13,18 \text{ kN.m}$$

Donc on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,18 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,239$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,239 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,239}) = 0,346$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,346) = 0,155$$

$$\mu_{bu} = 0,239 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot B)}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = f(\varepsilon_{st}) \quad \text{et} \quad \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 3,5 \left(\frac{1 - 0,346}{0,346} \right) = 6,62$$

$$\sigma_{st} = f(\varepsilon_{st}) = f(6,62) =$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{13,18 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,155} \right) \times 10^4 = 1,76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26cm^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (0,26cm^2; 1,76cm^2) = 1,76 cm^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : 1HA12 +1HA10 (1,83cm²)

Tableau III.14 : Résultats de la flèche

		Etage courant	Terrasse
L_{max} (m)	L	4,75	4,75
Charges (kN.m)	J	2,25	1,71
	G	3,07	3,71
	P	3,97	4,31
Moment fléchissant (kN.m)	M_j	5,39	4,10
	M_g	7,36	8,89
	M_p	9,52	10,33
Contrainte De l'acier (MPa)	σ_{sj}	39,51	37,24
	σ_{sg}	53,95	80,74
	σ_{sp}	69,79	93,82
Coefficient	μ_j	0,206	0
	μ_g	0,338	0,157
	μ_p	0,440	0,223
Moments d'inertie effectif (cm⁴)	I_{ji}	15312,01	19893,41
	I_{gi}	12559,09	10437,86
	I_{gv}	17352,09	14602,21
	I_{pi}	11027,12	8699,58
La flèche (cm)	f_{ji}	0,246	0,145
	f_{gi}	0,413	0,597
	f_{gv}	0,880	0,856
	f_{pi}	0,605	0,661
La flèche totale		0,830	0,775 n
La flèche admissible		0,950	0,950
Vérification		CV	CV

III.3 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs plans en béton armé, le plus souvent de forme rectangulaire. Elles sont définies par :

- Une petite portée L_x ,
- Une grande portée L_y ,
- Et une épaisseur e .

Elles reposent sur des éléments porteurs situés sur leur contour. Ces appuis peuvent être :

- Des poutres ou des voiles en béton armé : dans ce cas, la dalle peut être partiellement ou totalement encastrée sur ses bords ;
- Des murs en maçonnerie : la dalle est alors généralement simplement appuyée sur son pourtour.

Ainsi, la dalle pleine transmet les charges qu'elle reçoit aux éléments porteurs qui la soutiennent.

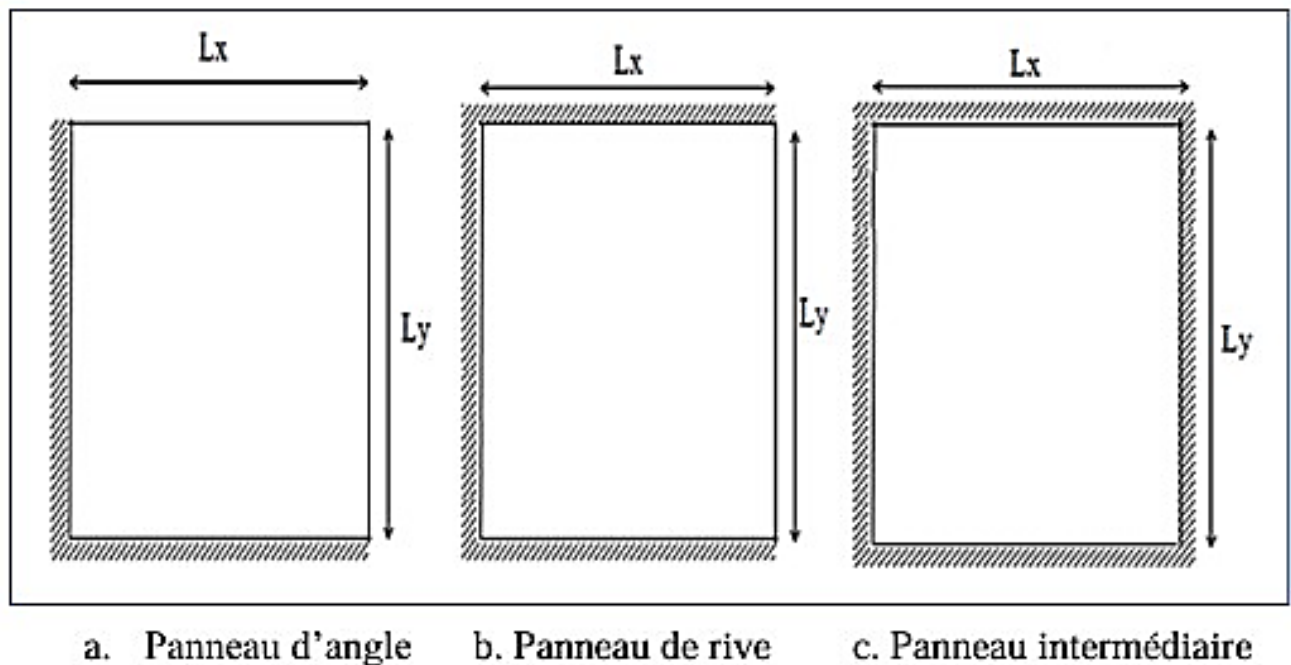


Figure III.16 : Différents panneaux de dalles pleines

III.3.1 Méthode de calcul :

Pour les dalles pleines, on calcule pour les étages suivants :

- 1- Etage 1 et 2 (bureaux)
- 2- RDC
- 3- Sous-sol

Le calcul dépend de:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Sachant que :

Une dalle porte dans un seul sens si : $\alpha < 0,4$

Une dalle porte dans deux sens si : $0,4 < \alpha < 1$

Exemple de calcul :

$$\text{On a : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{4,75} = 1$$

III.3.2 Exemple de calcul :

Panneau continu (intermédiaire) :

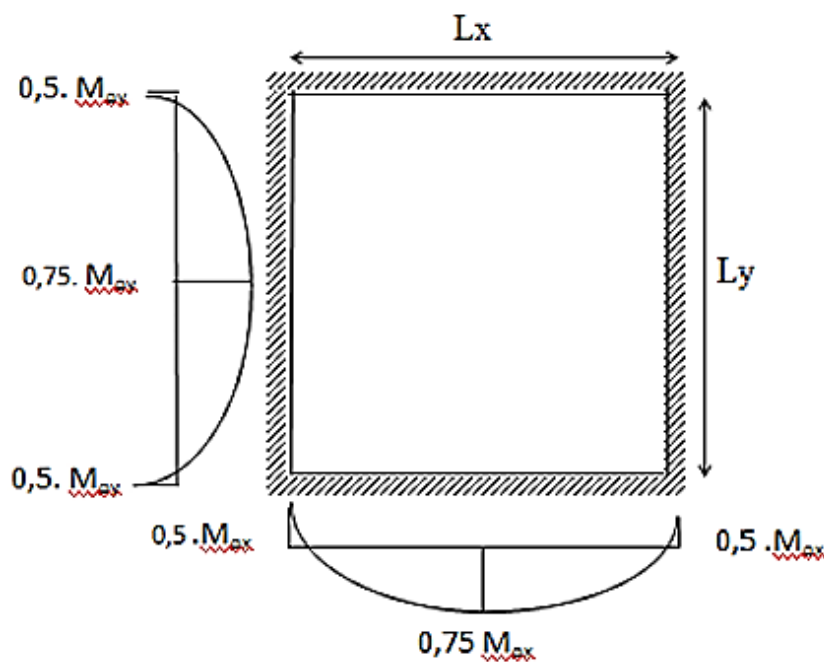


Figure III.17 : Schéma statique de panneau

$$L_x = 4.75m \text{ et } L_y = 4.75m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.75} = 1 \xRightarrow{\text{donc}} 0.4 \leq \alpha = 1 \leq 1$$

$\xRightarrow{\text{donc}}$ La dalle de notre structure porte selon deux directions $\Rightarrow$ le calcul se fait en flexion Simple.

III.3.2.1 Combinaisons d'actions :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$ELU: \quad q_u = (1.35G + 1.5Q)b = 1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.50 = 12.20 \text{ kN.m}$$

$$ELS: \quad q_{ser} = (G + Q)b = 6.26 + 2.50 = 8.76 \text{ kN.m}$$

Type de plancher	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	b(m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Bureaux +RDC +sous-sol	6,26	2,5	1	12,20	8,76

III.3.2.2 Calcul des moments :

Le tableau ci-après donne les valeurs des coefficients « μ_x et μ_y ».

Tableau 1.1: Valeurs des coefficients « μ_x et μ_y ».

α	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.110		0.112	0.293
0.45	0.102		0.105	0.333
0.50	0.095		0.098	0.373
0.55	0.088	≥ 0.250	0.092	0.420
0.60	0.081	0.305	0.086	0.476
0.65	0.0745	0.369	0.080	0.530
0.70	0.068	0.436	0.074	0.585
0.75	0.062	0.509	0.0685	0.643
0.80	0.056	0.595	0.063	0.710
0.85	0.051	0.685	0.058	0.778
0.90	0.046	0.778	0.053	0.846
0.95	0.041	0.887	0.048	0.923
1.00	0.037	1.000	0.044	1.000

$\nu = 0$ pour le calcul des armatures

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

Remarque : il ya lieu d'interpoler pour avoir les valeurs intermédiaires.

Coefficient de poisson $\nu=0$ d'après le tableau les coefficients sont donnés par :

$$\mu = \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Calcul de M_{0x} et M_{0y} :

ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.037 \times 12.20 \times 4.75^2 = 10.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 10.18 = 10.18 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{0xs} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0.037 \times 8.76 \times 4.75^2 = 7.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ys} = \mu_y \cdot M_{0xs} = 1 \times 7.31 = 7.31 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis :

ELU :

$$M_{ax} = 0.5 \cdot M_{0x} = 0.5 \times 10.18 = 5.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \cdot M_{0y} = 0.5 \times 10.18 = 5.09 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{axs} = 0.5 \cdot M_{0xs} = 0.5 \times 7.31 = 3.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ays} = 0.5 \cdot M_{0ys} = 0.5 \times 7.31 = 3.66 \text{ kN.m}$$

Moment en Travée :

ELU :

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0x} = 0.75 \times 10.18 = 7.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0y} = 0.75 \times 10.18 = 7.64 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{txs} = 0.75 \cdot M_{0xs} = 0.75 \times 7.31 = 5.48 \text{ kN.m}$$

$$M_{tys} = 0.75 \cdot M_{0ys} = 0.75 \times 7.31 = 5.48 \text{ kN.m}$$

III.3.2.3 Calcul d'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{a}{2}}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \leq V_x$$

ELU :

$$T_x = \frac{12.20 \times 4.75}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 19.32 \text{ kN}$$

$$T_y = 19.32 \text{ kN}$$

ELS:

$$T_x = \frac{q_{ser} \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 13,87 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_{ser} \cdot L_x}{3} \leq V_x$$

$$T_y = 13.87 \text{ kN}$$

III.3.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

ELU :

Sens X-X :

$$\tau = \frac{T_x}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{19.32 \times 10^{-3}}{0.144} = 0.134 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \dots cv$$

Sens Y-Y :

$$\tau = \frac{T_y}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{19.32 \times 10^{-3}}{0.132} = 0.146 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \dots cv$$

ELS :

Sens X-X :

$$\tau = \frac{T_{xs}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.144} = 0.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

Sens Y-Y :

$$\tau = \frac{T_{ys}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.132} = 0.105 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

III.3.2.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.09 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.144^2} = 0.017$$

$$0.017 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1428m$$

$$0.017 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{5.09 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1428} \right) \times 10^4 = 1.02 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ymin} = \begin{cases} 0.0012 & \text{pour } RL \\ 0.0008 & \text{pour } FeE400 \\ 0.0006 & \text{pour } FeE500 \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y_{min}} = 0.0008.e.b = 0.0008 \times 16 \times 100 = 1.28 cm^2$$

$$A_{x_{min}} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot A_{y_{min}} = 1.92 cm^2$$

$$A = \max(A_{x_{min}}, A_{st}) = 1.92 cm^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4.52 cm²

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.64 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.144^2} = 0.026$$

$$0.026 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1421 m$$

$$0.026 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\%$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 Mpa$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{7.64 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1421} \right) \times 10^4 = 1.54 cm^2$$

$$A = \max(A_{x_{min}}, A_{st}) = 1.92 cm^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4.52 cm²

Sens Y-Y :

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.09 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.132^2} = 0.0206$$

$$0.0206 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1306m$$

$$0.0206 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{5.09 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1306} \right) \times 10^4 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ymin} = \begin{cases} 0.0012 & \text{pour } RL \\ 0.0008 & \text{pour } FeE400 \\ 0.0006 & \text{pour } FeE500 \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{ymin} = 0.0008 \cdot e \cdot b = 0.0008 \times 16 \times 100 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot A_{ymin} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{xmin}, A_{st}) = 1.92 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA12 = 5.65 cm²/ml

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.64 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.132^2} = 0.0309$$

$$0.0309 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1299 \text{ m}$$

$$0.0309 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{7.64 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1299} \right) \times 10^4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{x_{min}}, A_{st}) = 1.92 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA12 = 5.65cm²/ml

Espacement des armatures :

Espacement maximal : D'après art B.7.2.4.2 CBA 93 :

$$STx_{max} \leq \min(3e, 33cm) \rightarrow STx_{max} \leq \min(48cm, 33cm)$$

$$STx_{max} = 33cm$$

$$STy_{max} \leq \min(4e, 33cm) \rightarrow STy_{max} \leq \min(64cm, 33cm)$$

$$STy_{max} = 33cm$$

On prend :

Sens X-X : $ST_x = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y : $ST_y = 25 \text{ cm}$

III.3.2.6 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte de compression de béton :

Sens X-X :

En appuis :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100 \cdot y^2 + [30(4.52 + 0)]y - [30(14.4 \times 4.52 + 0)] = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 135.6y - 1952.64 = 0$$

$$Y=3.79m$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(d - y)^2]$$

$$I = 9447.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{axs}}{I} \cdot y \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\delta_{bc} = 1.44 \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

• **En travée :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{txs}}{I} \cdot y \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\delta_{bc} = 2.17 \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

Sens Y-Y :

En appuis :

$$b \cdot y^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100 \cdot y^2 + [30(5.65 + 0)]y - [30(13.2 \times 5.65 + 0)] = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 169.5 - 2237.4 = 0$$

$$y = 3.95 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(d - y)^2]$$

$$I = 9305.75 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{axs}}{I} \cdot y \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\delta_{bc} = 1.55 \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

• **En travée :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{txs}}{I} \cdot y \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\delta_{bc} = 2.32 \leq \overline{\delta_{bc}} = 15MPa \dots \text{.cv}$$

Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

Vérification de la flèche :

D'après art B.7.5 CBA 93 :

La vérification de la flèche se fait à l'ELS pour des dalles rectangulaires appuyées sr leurs quatre côtes, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \gg \frac{M_{txs}}{20M_{oxs}} \rightarrow \frac{16}{4.75} = 3.37 \gg \frac{5.42}{20 \times 7.22} = 0.037 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots \text{cv}$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Etude des
éléments
secondaires

IV. Introduction :

Parmi les éléments calculés d'une structure, on distingue les éléments secondaires, définis comme des composants ne participant ni à la reprise des charges principales ni au contreventement de l'ouvrage. Leur dimensionnement repose sur l'évaluation des sollicitations les plus défavorables, suivie de la détermination des sections d'acier nécessaires pour supporter les charges, tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL 91/99, CBA 93, RPA 2024).

Dans ce chapitre, l'étude portera sur les éléments suivants :

- L'acrotère
- Les balcons
- Les escaliers
- L'ascenseur

IV.1 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément vertical en béton armé, disposé en périphérie des toitures-terrasses. Dans le cas considéré, il présente une hauteur de 0,60 m et une épaisseur de 0,10 m.

Sa fonction est double :

- **Fonction d'étanchéité** : il protège la jonction entre le relevé d'étanchéité et la forme de pente contre les infiltrations d'eaux pluviales, constituant ainsi un écran périphérique assurant la continuité du complexe d'étanchéité.
- **Fonction de sécurité** : il joue le rôle de garde-corps ou de support de main courante, limitant les risques de chute.

Du point de vue structurel, l'acrotère est modélisé comme une console verticale encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul est effectué pour une bande unitaire de 1 mètre linéaire.

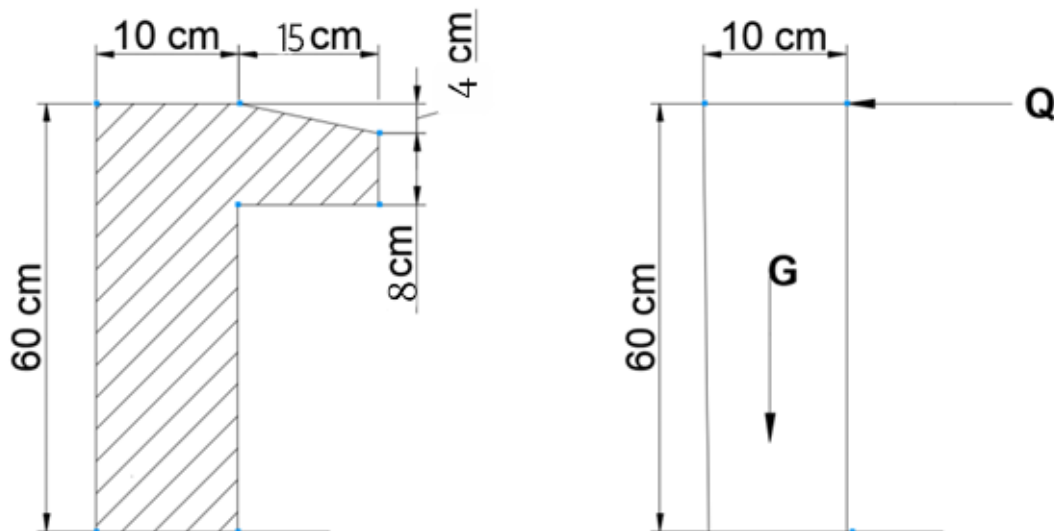


Figure IV.1 : coupe verticale sur l'acrotère

IV.1.1 Evaluation des charges :

Charge permanente :

Section de l'acrotère :

$$s = 0.6 \times 0.1 + 0.15 \times 0.08 - \left(\frac{0.04 + 0.15}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

Poids propre :

$$WP = S \times \gamma_B = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

→ La force sismique horizontale :

$$F_P = A \cdot I \cdot S \cdot C_P \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot H_Z}{H} \right) \cdot W_P \quad \text{Eqn. (6.3)}$$

Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux Les forces horizontales de calcul, F_{PK} , agissant sur les éléments non-structuraux, du niveau k, sont calculées suivant Eqn. (6.3) :

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- **I** : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- **S** : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

- C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_P : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- H_Z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

A	0.25
I	1
S	1.20

$$F_P = 0.25 \times 1 \times 1.20 \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 43}{43.95}\right) \times 1.725$$

$$F_P = 1.629 \text{ kN/ml}$$

IV.1.2 Combinaisons des charges :

ELU :

$$\begin{cases} N_U = 1.35WP = 1.35 \times 1.725 = 2.34 \text{ kn} \\ M_U = 1.5 \times F_P \times H + 1.5 \times 1.629 \times 0.6 = 1.47 \text{ kn.m} \\ T_U = 1.5F_P = 1.5 \times 1.629 = 2.44 \text{ kn} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_s = WP = 1.725 \text{ kn} \\ M_s = F_P \times H = 0.977 \text{ kn.m} \\ T_s = F_P = 1.629 \text{ kn} \end{cases}$$

IV.1.3 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.47}{2.34} = 0.628 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} \rightarrow e_a = \max\{2\text{cm}; 0.24\text{cm}\} \rightarrow e_a = 0.02\text{m}$$

L'excentricité de 2ème ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \cdot \theta)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1.5M_s} \right) = -0.031$$

$$\theta = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.09} \times (2 + (-0.031 \times 2)) = 0.009m$$

Excentricité totale :

$$e_{tot} = e_1 + e_2 + e_a = 0.657m$$

IV.1.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

Calcul du moment Fictif :

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm < e_{tot} = 65cm$$

→ S.P.C

$$M_f = N_U \left(e_{tot} + \frac{h}{2} - c \right) = 2.34 \left(0.65 + \frac{0.12}{2} - 2 \right) = 1.61kn.m$$

IV.1.5 Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.108^2} = 0.0974$$

$$0.0974 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0122$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.108 m$$

$$0.0974 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\%$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{1.61 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1421} \right) \times 10^4 = 0.43 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{\delta} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} \leq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots cv$$

Sect max:

$$A_{max} = \frac{0.2 \times b}{100} = \frac{0.2 \times 100 \times 10}{100} = 2 \text{ cm}^2 > 0.36 \dots cv$$

Choix des barres:

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Arm de repartition:

$$\frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

IV.1.6 Vérification d'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables

$$T_U = 2.44 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{T_U}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau = \frac{2.44 \times 10^{-3}}{0.108} = 0.0225 \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \dots cv$$

IV.1.7 Vérification de séisme :

$$F_P \leq 1.5Q \rightarrow 1.629 \leq 1.5 \dots CNV$$

IV.2 Etude de balcon :

Les balcons sont modélisés comme des éléments en console, rigidement encastés au droit des poutres porteuses.

Pour le dimensionnement, ils sont assimilés à une bande unitaire de 1,00 m de largeur, travaillant en console, et soumis :

- À une **charge permanente** G (poids propre de la dalle, revêtements, chape, garde-corps, etc.) ;
- À une **surcharge d'exploitation** Q , conformément aux prescriptions réglementaires applicables aux balcons.

Dimensionnement :

L'épaisseur de balcon :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

L : la largeur du balcon étudié

$$L=1.70\text{m}$$

$$\frac{170}{30} \leq e \leq \frac{170}{10}$$

$$\rightarrow e = 15\text{cm}$$

1) Résistance au feu :

$e_p = 7.0 \text{ cm}$ Pour « une heure de coupe- feu ».

$e_p = 11 \text{ cm}$ Pour « deux heures de coupe- feu ».

Donc on prend $e=15\text{cm}$

2) Isolation phonique :

Selon les règles **C.B.A.93** l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

L'isolation contre le bruit d'impact $e_p \geq 16 \text{ cm}$.

Contre le bruit aérien $e_p \geq 14 \text{ cm}$.

Alors, on prend « $e_p = 20 \text{ cm}$ ».

Tableau IV.1:Descente des charges du balcon.

Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
1-Carrelage	20	0.02	0.4
2-Mortier de ciment	20	0.02	0.4
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Dalle pleine	25	0.20	5
5-Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
$\Sigma G(\text{kN/m}^2)$	6.36		
$Q(\text{kN/m}^2)$	3.5		

IV.2.1. Évaluation des charges :

$$G = 6.36 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2.$$

Pour étage 2 « chambre » :

$$\rightarrow P_{(centé)} = G_{mur} \times b \times h = 2.9 \times (3.40 - 0.4) \times (3 - 0.40) = 22.62 \text{ kN}.$$

- ELU :

$$P_u = 1.35 \times 22.62 = 30.54 \text{ kN}.$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 3.5 = 13.84 \text{ kN}.$$

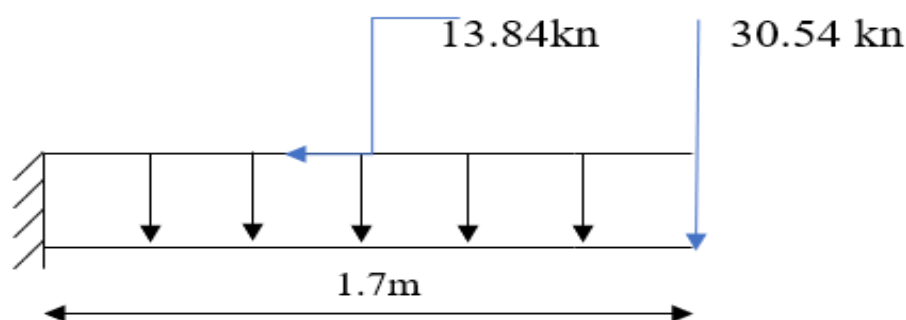


Figure IV.2 : Schéma statique du balcon à l'ELU

- ELS :

$$P_{ser} = 22.62kN.$$

$$Q_{ser} = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86kN/ml.$$

IV.2.2. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

$$\begin{aligned} M_u &= (-P_u \times l) + \left(-Q_u \times \frac{l^2}{2}\right) = (-30.54 \times 1.7) + \left(-13.84 \times \frac{1.7^2}{2}\right) \\ &= -71.92kN.m. \end{aligned}$$

$$T_u = -P_u + (-Q_u \times l) = -30.54 + (-13.84 \times 1.7) = -54.07kN.$$

$$\begin{aligned} M_{ser} &= (-P_{ser} \times l) + \left(-Q_{ser} \times \frac{l^2}{2}\right) = (-22.62 \times 1.7) + \left(-9.86 \times \frac{1.7^2}{2}\right) \\ &= -52.70kN.m. \end{aligned}$$

$$T_{ser} = -P_{ser} + (-Q_{ser} \times x) = -22.62 + (-9.86 \times 1.7) = -39.38kN.$$

IV.2.3. Ferrailage :

- Calcul de section :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{71.92 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.156 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.231.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.163.$$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{71.92 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.13} \times 10^4 = 12.68cm^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$$

- Le choix des barres les armatures longitudinales :

$$12T12 = 13.57cm^2$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{13.57}{4} = 3.39cm^2$$

- Le choix des barres de répartition :

$$4T12 = 4.57\text{cm}^2.$$

- Espacement :

$$S_t = 33\text{cm}.$$

IV.2.4. Vérification de la contrainte :

Pour le balcon avec les sollicitations max :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{73.63}{53.98} = 1.36.$$

$$\alpha = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.219.$$

Pour l'acier → La fissuration peu-préjudiciable « aucune limitation ».

IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{55.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.306\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \quad CV$$

IV.2.6. Vérification de la flèche :

$$P_{ser} = 23.37\text{kN}.$$

$$Q_{ser} = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86\text{kN/ml}.$$

- Position de l'axe neutre pour la flèche :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h \times \frac{h}{2}) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 20 \times \frac{20}{2}) + (15 \times 13.57 \times 18)}{(100 \times 20) + (15 \times 13.57)}.$$

$$Y_G = V_1 = 10.74\text{cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.74 = 9.26\text{cm}.$$

$$I_0 = I_{gx} = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - V_1)^2.$$

$$I_0 = I_{gx} = \frac{100 \times 10.74^3}{3} + \frac{100 \times 9.26^3}{3} + 15 \times 13.57 \times (18 - 10.74)^2.$$

$$I_0 = I_{gx} = 91724.21 \text{ cm}^4.$$

✓ Vérification de la flèche :

$$F_1 = Q_{ser} \times \frac{L^4}{8 \times E_{ij} \times I}.$$

$$F_2 = P_{ser} \times \frac{L^3}{8 \times E_{vj} \times I}.$$

$$F_i = F_1 + F_2.$$

$$\bar{F} = \frac{L}{250}.$$

$$F_1 = 9.86 \times \frac{1.7^4 \times 10^7}{8 \times 32164.2 \times 91724.21} = 0.035 \text{ cm}.$$

$$F_2 = 23.37 \times \frac{1.7^3 \times 10^7}{8 \times 10818.9 \times 91724.21} = 0.144 \text{ cm}.$$

$$F_i = 0.035 + 0.144 = 0.179 \text{ cm}.$$

$$F_i = 0.179 \text{ cm} < \bar{F} = \frac{170}{250} = 0.68 \text{ cm} \rightarrow CV$$

IV.2.7. Calcul du contre poids :

$$e = 20 \text{ cm} ; L = 170 \text{ cm}.$$

$$G_1 = 0.20 \times 1.7 \times 1 \times 25 = 8.5 \text{ kN}.$$

$$G_2 = 0.2 \times x \times 1 \times 0.25 = 0.05x.$$

$$G_2 = 60\% \times G_1 \rightarrow 0.05x = 0.6 \times 8.5 = 5.1 \rightarrow x = 102 \text{ cm} = 1.02 \text{ m}.$$

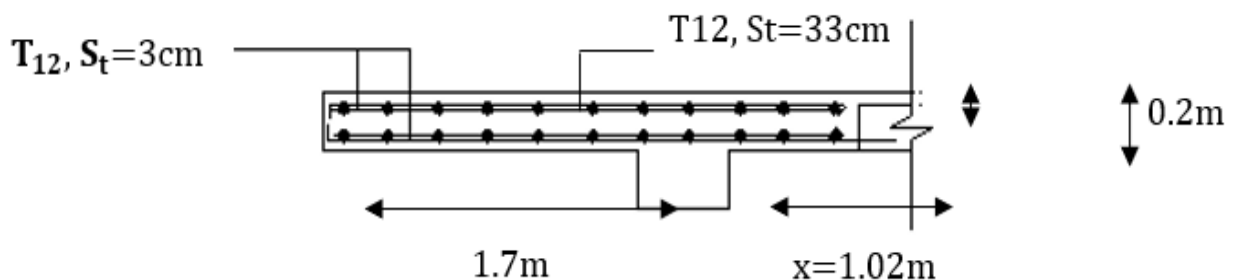


Figure IV.3 :schéma de ferrailage de loggias

IV.3 Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une série de marches qui permettent de se déplacer entre les différents étages d'un bâtiment.



Figure IV.4: Escalier en béton armé.

L'escalier se compose généralement de :

- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
- **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.
- **L'emmarchement** : la longueur d'une marche.
- **Le giron (g)** : la largeur d'une marche.
- **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- **Garde de corps** : a pour rôle d'éviter les risques de chute.

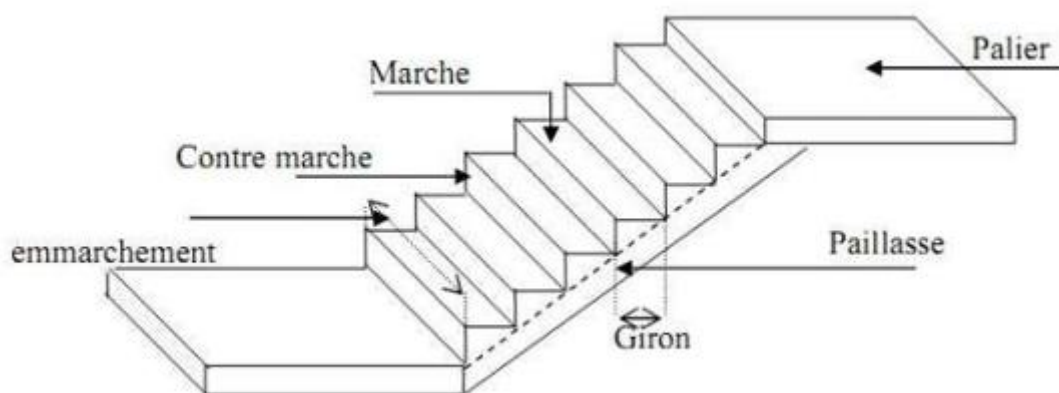


Figure IV. 5: Schéma d'un escalier.

IV.3.2. Type des escaliers :

Dans notre projet, il existe 1 seul type d'escalier (H=3.06 m).

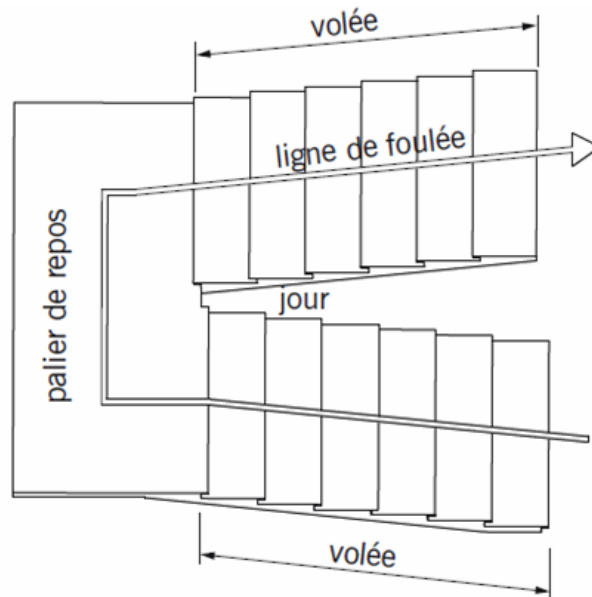


Figure IV. 6: Escalier de 2 volées

- Escalier de 2 volées :
- 1^{er} volée L=240cm, H=153cm
- 2^{ème} volée : L=240cm, H=153cm

IV.3.3. Prédimensionnement des volées 1 et 2:

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}.$$

h : La hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

$$60\text{cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 65\text{cm}$$

H : La hauteur d'un demi-étage.

n: Nombre de contre marche.

n – 1: Nombre des marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

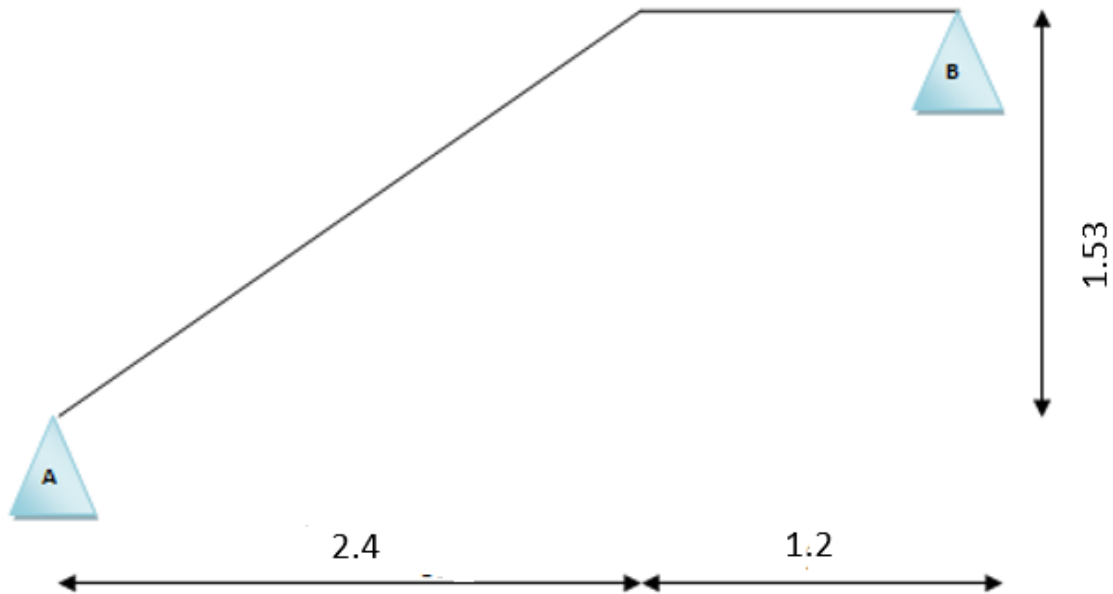


Figure IV.8: Schéma statique des volées 1 et 2

- Calcul des marches pour volée 01 et 02 :

$$60cm \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 65cm.$$

$$\rightarrow \left[\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64cm \right] \times (n-1)(n).$$

$$\rightarrow \frac{L}{n-1} + 2H_n - 2H \leq 64cm = 64n^2 - 64n.$$

$$64n^2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (240 + 2 \times 153 + 64)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$n = 9 \text{ contre marche, } n - 1 = 8 \text{ marche.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30cm.$$

✓ Vérification :

$$60cm \leq 2h + g \leq 65cm.$$

$$60cm \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65cm.$$

$$60cm \leq 64cm \leq 65cm \quad CV.$$

- l'angle α :

$$\text{arc}(\text{tanga}) = \frac{h}{g} \rightarrow \text{arc}(\text{tanga}) = \frac{17}{30}$$

$$\alpha = 29.54^\circ.$$

- Les épaisseurs :

Paillasse :

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{240}{\cos 29.54} = 275,85 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} = 8 \leq e \leq \frac{L}{20} = 12$$

$$e = 15 \text{ cm}.$$

Palier :

$$L_{\text{palier}} = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} = 4 \leq e \leq \frac{L}{20} = 6$$

$$e = 15 \text{ cm}.$$

Tableau IV.2 : Descente des charges de la volée

Descente des charges	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	(kN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.30}$	22	0.249
Mortier de pose verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.30}$	20	0.227
Paillasse	$\frac{0.15}{\cos(29.54)}$	25	4.31
Marche	$\frac{0.17}{2}$	22	1.87
Enduit en plâtre sous volée	$\frac{0.02}{\cos(29.54)}$	10	0.23
Garde-corps	/	/	1
Charge permanente G = 8.73kN/m²			
Charge exploitation Q = 2.5kN/m²			

Tableau IV.3: Descente des charges du Palier

Descente des charges	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	(kN/m ²)
Poids propre	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente $G = 4.79\text{kN/m}^2$			
Charge exploitation $Q = 2.5\text{kN/m}^2$			

IV.3.3.1. Calcul les sollicitations pour volée 1 et 2 :

☛ Combinaisons des charges :

Paillasse :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(8.73) + 1.5(2.5) = 15.54\text{kN/ml},$$

$$P_s = 11.23\text{ kN/ml}$$

Palier :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.79) + 1.5(2.5) = 10.22\text{kN/ml},$$

$$P_s = 7.29\text{ kN/ml}$$

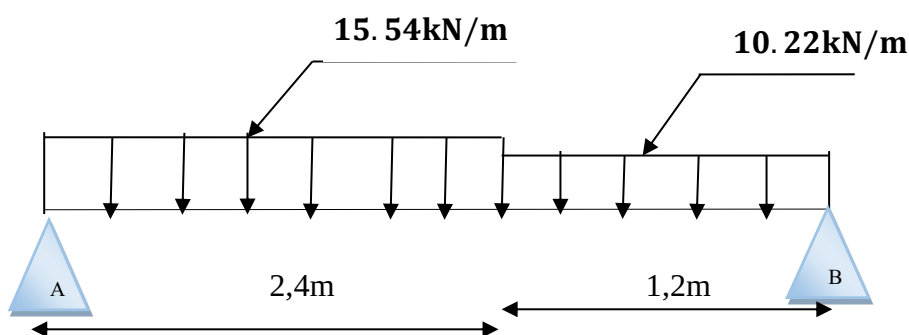


Figure IV.9: Schéma statique du calcul de la volée 1.

☛ Calcul des réactions :

☛ ELU :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.54 \times 2.4) + (10.21 \times 1.2) = 49,55\text{KN}.$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.6 - 15.54 \times \frac{2.4^2}{2} - 10.22 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 2.4\right) = 0 \Rightarrow R_B = 22,65 \text{ kN}.$$

$$R_A + R_B = 49,55 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 26,90 \text{ kN}.$$

ELS:

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.23 \times 2.4) + (7.29 \times 1.2) = 35,7 \text{ kN}.$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.6 - 11.23 \times \frac{2.4^2}{2} - 7.29 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 2.4\right) = 0 \Rightarrow R_B = 16,27 \text{ kN}.$$

$$R_A + R_B = 35,7 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 19,43 \text{ kN}.$$

☛ Sollicitations section 1_1 :

$$M_{(x)} = 26,90x - 15.54 \times \frac{x^2}{2}.$$

$$T_{(x)} = 26,90 - 15.54x.$$

$$x = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 ; T_{(0)} = 26,90 \text{ kN}.$$

$$x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M_{(2.4)} = 19,80 \text{ kN.m} ; T_{(2.4)} = -10,39 \text{ kN}.$$

☛ Calcul effort tranchant et moment fléchissant :

$$T_{(xn)} = 0 \Rightarrow 26,90 - 15.54x = 0 \Rightarrow x = 1,73 \text{ m}.$$

$$M_{(1.59)} = 26,90(1.73) - 15.54 \times \frac{1.73^2}{2} = 23,28 \text{ kN.m}.$$

☛ Sollicitations section 2_2 :

$$M_{(x)} = 22,65x - 10.22 \times \frac{x^2}{2}.$$

$$T_{(x)} = 22,65 - 10.22x.$$

$$x = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 ; T_{(0)} = 22,65 \text{ kN}.$$

$$x = 1,2 \Rightarrow M_{(2.1)} = 19,82 \text{ kN.m} ; T_{(2.1)} = 10,38 \text{ kN}.$$

☛ Calcul effort tranchant et moment fléchissant :

$$T_{(xn)} = 0 \Rightarrow 22,65 - 10.22x = 0 \Rightarrow x = 2,22 \text{ m}$$

$$M_{(1.96)} = 22,65(2,22) - 10,22 \times \frac{2,22^2}{2} = 25,09 \text{ kN.m}$$

☛ **Calcul les sollicitations maximales :**

En Travée $\Rightarrow M_{tmax} = 0,85 \times M_{max} \Rightarrow M_{tmax} = 0,85 \times 25,09 = 21,33 \text{ kN.m}$.

En appui $\Rightarrow M_{amax} = 0,2 \times M_{max} \Rightarrow M_{amax} = 0,2 \times 25,09 = 5,02 \text{ kN.m}$.

$T_{umax} = 24,71 \text{ kN}$.

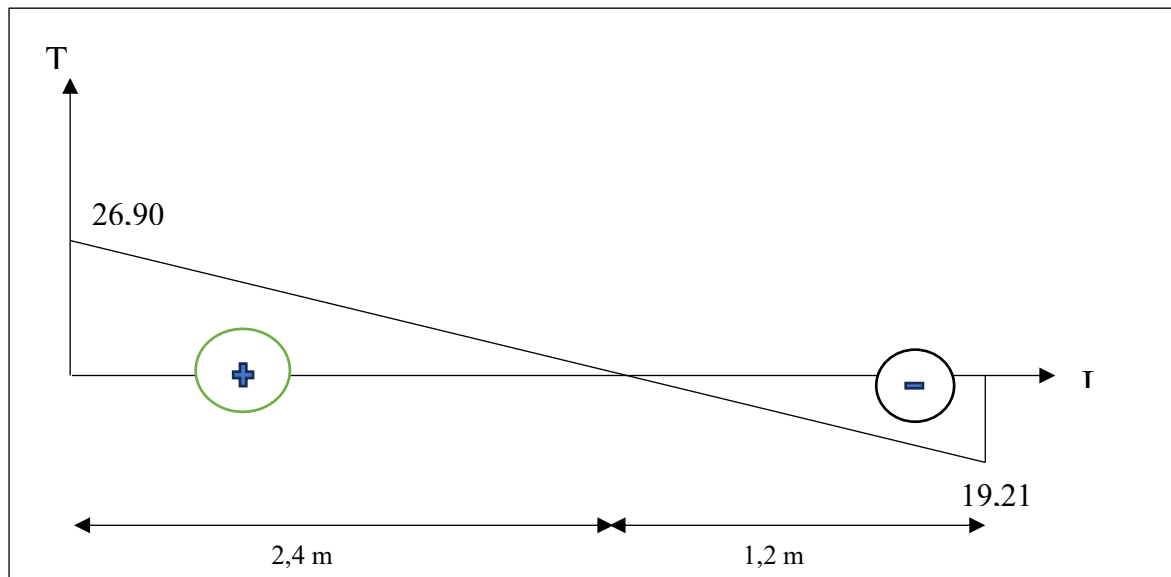


Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 2.

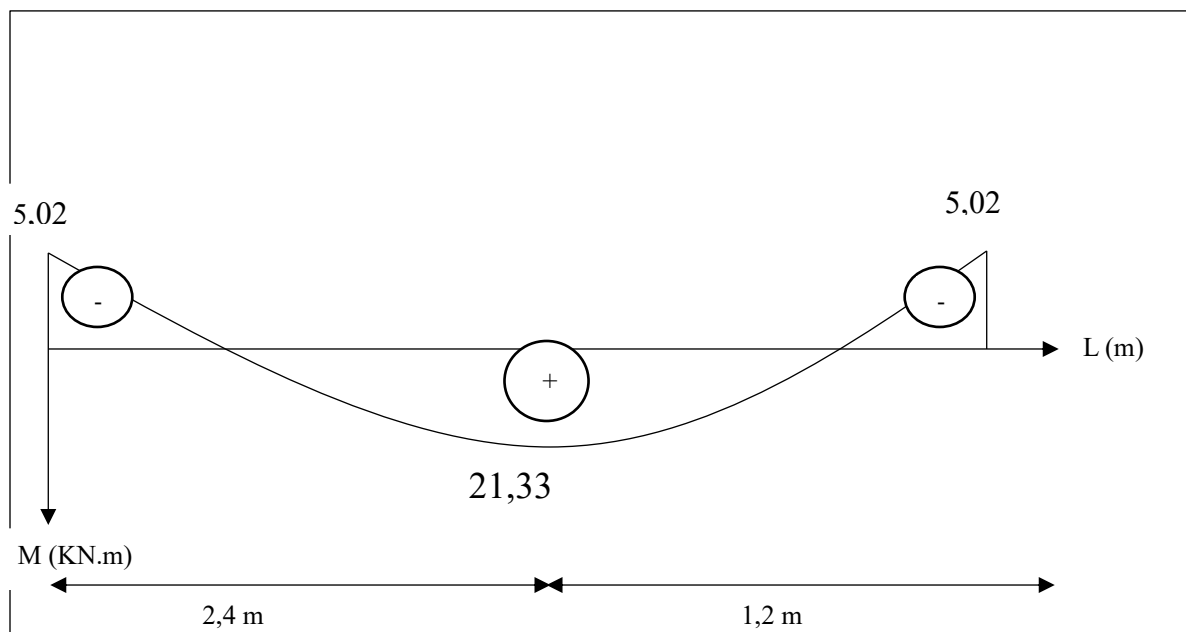


Figure IV.11: Diagramme des moments fléchissant des volées 1 et 2.

Tableau IV.4: Récapitulatif des sollicitations des volées 1 et 2.

Sollicitation	ELU	ELS
M_{tmax} en kN. m	21,33	15,23
M_{amax} en kN. m	5,02	3,60
T_{umax} en (kN)	26,90	19,21

IV.3.3.2. Calcul du ferrailage pour les volées 1 et 2 :

☛ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{21,33 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,083 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,108.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,108) = 0,129m.$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{21,33 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,129} 10^4 = 4,75 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures longitudinales :

$$6T12 = 6,79 \text{ cm}^2.$$

- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures transversales :

$$6T10 = 4,71 \text{ cm}^2.$$

- Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}.$$

☛ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5,02 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,0194 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0194}) = 0.0244.$$

$$Z_b = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0244) = 0.134m.$$

$$A_a = \frac{M_{amax} \times 10^{-3}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{5.02 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.134} 10^4 = 1.07 cm^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2.$$

- **Choix des armatures longitudinales :**

$$6T10 = 4.71 cm^2.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 cm^2.$$

- **Choix des armatures transversales :**

$$6T10 = 4.71 cm^2.$$

- **Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]**

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33cm) = 20cm.$$

IV.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{umax} = 26,90 kN.$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{26,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.2 MPa.$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 MPa > \tau_u \quad CV.$$

Tableau IV.5: Vérification des contraintes de la volée 1 et 2 à ELS.

Sens	M _u kN. m	M _{ser} kN. m	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	σ _{bc} < σ _{bc}
Travée	21,33	15,23	0,108	0.45	Cv
Appuis	5,02	3,60	0,0244	0.45	Cv

Tableau IV.6 : Calcul des sections d'armatures des volées 1 et 2.

Sens	Moment	Arm. Longitudinales			Arm.de Répartition		
	M_u kN. m	A cm ²	Choix cm ²	S_t cm	A cm ²	Choix cm ²	S_t cm
Travée	21,33	4,65	6T12	20	1.69	6T10	20
Appui	5,02	1,07	6T10	20	1.17	6T10	20

IV.3.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers.

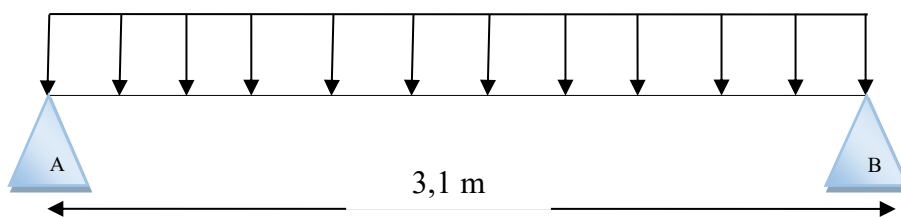


Figure IV.12 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Prédimensionnement :**

La hauteur de la poutre $\rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$.

La largeur de poutre : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

$$h \rightarrow 20,66 \leq h \leq 31 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} .$$

$$b \rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} .$$

✓ Vérification vis-à-vis le RPA2024

- **Vérification des conditions par le RPA2024 :**

$$✓ \quad h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$✓ \quad b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$✓ \quad \frac{h}{b} = 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.3.4.1. Calcul les sollicitations poutre palière :

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp}=0.30 \times 0.25 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

- Le poids propre de mur :

$$G_{mur} = 2.81 \times \frac{1,53 - 0.30}{1,875} = 1,84 \text{ kN/ml}$$

- Calcul des réactions du palier :

ELU → $R_{bu} = 22,65 \text{ kN.}$

ELS → $R_{bs} = 16,27 \text{ kN.}$

- Combinaison des charges :

ELU → $P_u = 1.35 \times (G_{pp} + G_{mur}) + R_{bu} \rightarrow P_u = 1.35 \times 1,875 + 2,81 + \frac{22,65}{1,2} = 24,210 \text{ kN/m.}$

ELS → $P_s = (G_{pp} + G_{mur}) + R_{bs} \rightarrow P_s = (2,25 + 3,45) + \frac{16,27}{1,2} = 19,25 \text{ kN/m.}$

- Calcul des sollicitations à ELU :

En travée → $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 0.85 \times \frac{24,21 \times 3.1^2}{8} = 24,72 \text{ kN.m.}$

En appuis → $M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 0.4 \times \frac{24,21 \times 3.1^2}{8} = 11,63 \text{ kN.m.}$

Tableau IV.7 : Calcul des sections d'armatures pour la poutre palière

Sens	$M_U (\text{kN.m})$	μ	α	Z_b	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}$	Choix
Travée	24,72	0.095	0.125	0.256	2.78	0,81	3T14
Appuis	11,63	0.044	0.056	0.26	1.28	0,81	3T12

IV.3.4.2. Calcul du ferrailage de la poutre palière d'après le BAEI :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

IV.3.4.3. Vérification à ELS :

En travée $\rightarrow M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = 19,65 \text{ kn.m.}$

En appuis $\rightarrow M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = 9,25 \text{ kN.m.}$

Tableau IV.8 : Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.

Sens	M_u kN.m	M_{ser} kN.m	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	24,72	19,65	0.125	0.44	Cv
Appuis	11,63	9,25	0.056	0.44	Cv

IV.3.4.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{umax} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{24,72 \times 3.1}{2} = 38,32 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{38,32 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.57 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u \rightarrow \text{CV.}$$

IV.3.4.5. Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales [BAEL91r99 /art-A.5.1,22] :

$$\emptyset \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset) \rightarrow \emptyset \leq \min(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12)$$

$$\emptyset \leq \min(8.57; 25; 12) \rightarrow \emptyset 8$$

On prend un cadre de $\rightarrow A_t = 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

- L'espacement des armatures transversales [B.A.E. L91 (A.5.1, 232)] :

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times S_{t1}} = \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \frac{A_t \times F_e}{b \times S_{t1}} \geq \max(0.35 ; 0.4 \text{ MPa}).$$

$$S_{t1} \leq \frac{1.01 \times 235}{0.25 \times 30} \rightarrow S_{t1} \leq 31.65 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \max(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t2} \leq \max(24.3 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t2} \leq 18 \text{ cm.}$$

- Vérification selon RPA 2024 :

Zone nodale $\rightarrow S_t = \min(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi) \rightarrow S_t = 10cm$.

Zone courant $\rightarrow S_t = \frac{h}{2} = 20cm \rightarrow S_t = 20cm$.

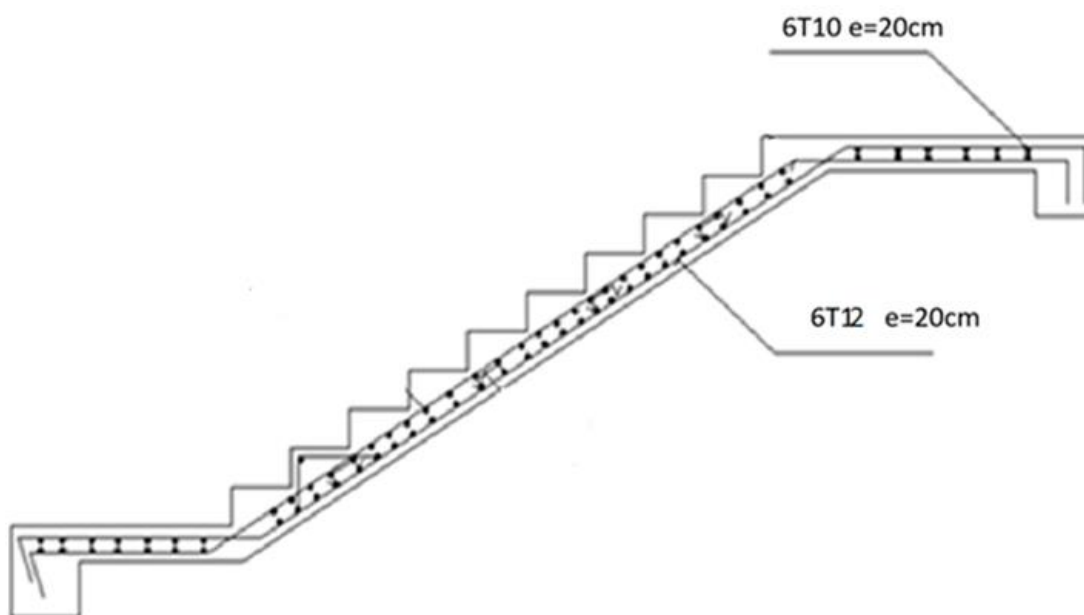


Figure IV.13: Schéma de ferrailage de la volée .

IV.4. Etude de l'Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une structure.

Les dimensions, la structure et le contrôles en temps réel pendant l'usage des ascenseurs « permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur « une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice », composée de trois constituants principaux.

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage de la poulie ;
- Contre poids.

D'après la norme française [NF-P82-209] qui répartit les ascenseurs en 5 classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous les termes simples d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme [NF-P82-208] a adopté plusieurs types de cabine selon [la charge à transporter] et pour un immeuble à usage d'habitation ; on a opté pour un ascenseur de huit (08) personnes dont la charge maximale est d'environ (630Kg).

- **Dimensionnement :**

Largeur de la cabine : $L_C = 1.20\text{m.}$

Profondeur de la cabine : $P_C = 1.40\text{m.}$

Largeur de la gaine : $L_G = 1.30\text{m.}$

Profondeur de la gaine : $P_G = 2.00\text{m.}$

Hauteur de la cabine : $H_C = 2.20\text{m.}$

Largeur du passage libre : $L_P = 0.8\text{m.}$

Hauteur du passage libre : $H_P = 2\text{m.}$

Epaisseur de voile : $e = 0.20\text{m.}$

Hauteur de course : $C = 43,72\text{m}$

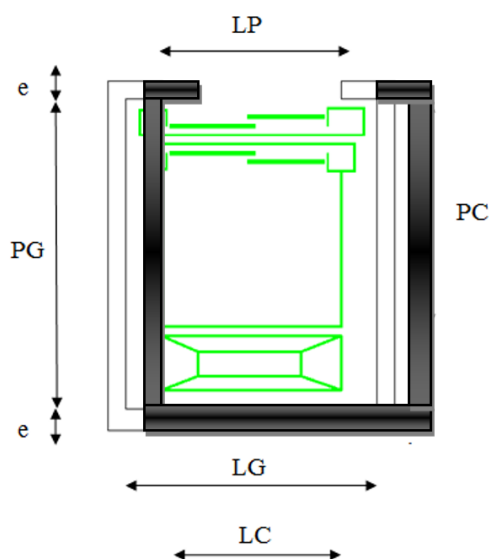


Figure IV.14: Caractéristiques géométriques de l'ascenseur.

- **Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm, et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à « 1m/s ».

IV.4.1. Descente des charges :

IV.4.1.1. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 6.3 \text{ kN (8 personnes).}$$

IV.4.1.2. Charges permanentes :

P_m : le poids mort (poids des câbles, la machine et accessoire)

Masse de cabine :

La Masse de cabine composée de la somme des masses suivantes :10%

Masse de côté :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5daN/m².

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1.2 + 2 \times 1.4) \times 2.20 = 8.8m^2 .$$

$$M_1 = (11.5 + 1.4 \times 8.8) \times 8.36 = 141.68kg .$$

Masse de plancher :

La masse du plancher à raison de (80kg) pour appareils de (630kg)de charge.

$$S_2 = L_c \times P_c = 1.2 \times 1.40 = 1.68m^2 .$$

$$M_2 = 80 \times 1.68 = 134.4kg .$$

Masse du parachute : parachute à prise amortie $V < 1m/s$

$$M_3 = 100kg .$$

Masse d'accessoire :

$$M_4 = 80kg$$

Masse de l'arcade :

Partie fixe de << 80daN plus 25daN/m² >> de surface de porte

$$M_5 = 60 + (80 \times 1.20) = 156kg .$$

Masse des poulies de mouflage de deux poulies supplémentaires :

$$M_6 = 30 \times 20 = 60daN .$$

La masse de la porte de la cabine :

Partie fixe de << 80kg plus 25kg/m² >>de surface de porte

$$S_7 = 0.80 \times 2 = 1.60m^2 .$$

$$M_7 = (1.6 \times 25) + 80 = 120kg .$$

Masse du toit :

$$S_g = L_C \times P_C = 1.2 \times 1.4 = 1.68 \text{m}^2.$$

$$M_g = 20 \times 1.68 = 33.6 \text{kg}.$$

- Le poids mort égal à :

$$P_t = \Sigma M_i = 141.68 + 134.4 + 100 + 80 + 156 + 60 + 120 + 33.6 \\ = 825.68 \text{kg} = 8.25 \text{kN}.$$

- Masse du contre poids :

$$M_P = P_t + \frac{Q}{2} = 8.25 + \frac{6.30}{2} = 11.40 \text{ kN}.$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200 \text{ Kg}$

Masse du câble :

La détermination du diamètre du câble, d'après la norme [NF 82-210], doit être pour cet appareil au minimum égale à 12 et le rapport D/d au minimum égale à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\frac{D}{d} = 40 \rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} \rightarrow d = 12.5 \text{mm}.$$

$C_s = 13 \rightarrow$ Coefficient de sécurité.

D: Diamètre de la poulie.

d: Diamètre du câble.

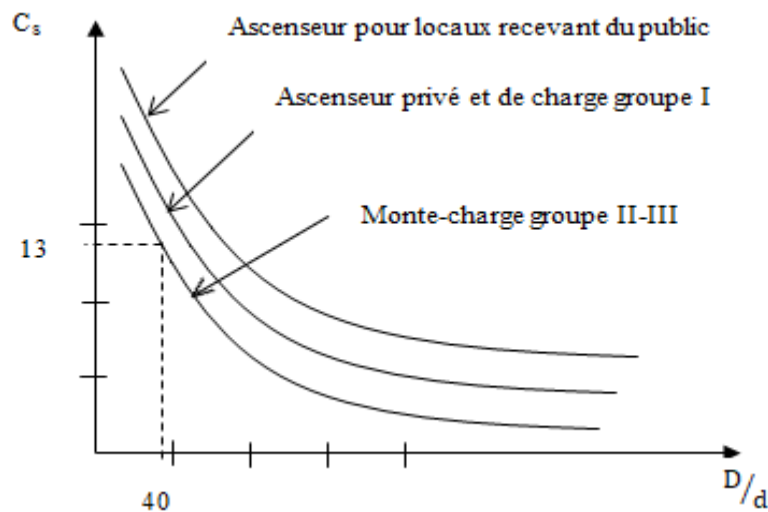


Figure IV.15: Abaque de détermination de suspente.

$$C_s = \frac{C_r}{M} \rightarrow C_r = C_s \times M$$

M : La somme de la charge utile Q , le poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = C_s \times M = 13 \times (630 + 825.68) = 18923.84 \text{ kg} .$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire (C_m) il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \rightarrow C_m = \frac{18923.84}{0.85} = 22263.34 \text{ kg} .$$

$$C_m = C_{r(\text{cable})} = n \times m$$

m: Le type de mouflage.

n : Nombre de câble.

C_r : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre ($d = 12.5 \text{ mm}$)

Tableau IV.9 : Caractéristiques des câbles.

Diamètre des câbles (mm)	Diamètre des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaires ML (kg/m)	Charge admissible totale C_r (kN)
7.87	0.50	21.05	0.203	3.223
9.48	0.60	30.26	0.293	4.650
11	0.70	41.27	0.396	6.232
12.60	0.80	53.34	0.515	8.152
14.20	0.90	67.98	0.656	10.805
15.50	1	83.84	0.81	12.830

$$C_{r(\text{cable})} = 8152 \text{ Kg} .$$

$$n = \frac{22263.34}{2 \times 8152} \rightarrow n = 1,37.$$

On prend : $n = 2$ câbles.

- **Masse totale des câbles M_c** :

$$M_c = M_L \times n \times C.$$

M_L : Masse linéaire du diamètre d'un seul câble ($d = 12.5 \text{ mm}$)

$$M_L = \frac{0.515 \text{ kg}}{\text{ml}}.$$

H_c : Course du câble « hauteur du course »

$$H_c = H_t - H_{\text{cabin}} = 33.66 - 2.2 = 31.46 \text{ m} .$$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.46 = 32.4 \text{ daN}.$$

La masse totale :

$$M_t = M_c + P_m + P_p + P = 32.4 + 825.68 + 1140 + 1200 = 3198.08 \text{ kg} \\ = 31.98 \text{ kN}.$$

Le poids total :

$$P_t = M_t \times g = 31373.16 \text{ kg} = 31.37 \text{ kN}.$$

g : L'accélération de la pesanteur.

IV.4.1.3. Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} \rightarrow Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 31.37) + (1.5 \times 6.3) = 51.80 \text{ kN}.$$

$$\text{ELS} \rightarrow Q_{\text{ser}} = G + Q = 31.37 + 6.3 = 37.67 \text{ kN}.$$

IV.4.2. Étude de la dalle d'ascenseur (dalle machine) :

IV.4.2.1. Vérification de poinçonnement :

- Pour chacun des quatre appuis :

$$Q_{u(a)} = \frac{q_u}{4} = 12.95 \text{ kN}.$$

$$Q_{\text{ser}(a)} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} = 9.42 \text{ kN}.$$

D'après [l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91] :

Si : $Q_{u(a)} \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$Q_{u(a)}$: Charge ultime pour chaque appui.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

U, V : représentent les côtes du rectangle (U/L_x ; V/L_y).

La charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface d'impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25 \text{ cm}.$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25\text{cm.}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 100\text{cm.}$$

$$Q_{u(a)} = 12.95\text{kN} < \frac{0.045 \times 1 \times 25 \times 10^3 \times 0.15}{1.5} = 112.5\text{kN}$$

Donc Il n'y pas de risque poinçonnement.

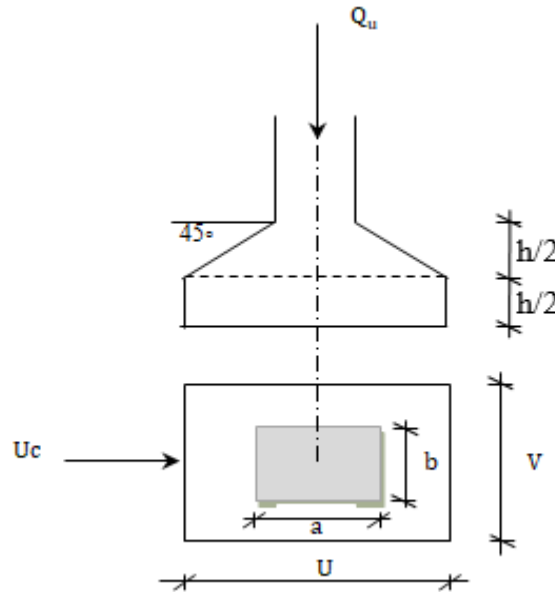


Figure IV.16: Schéma de la surface d'impact.

IV.4.2.2. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées, sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUD et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD.

$$P_u = \frac{Q_{up}}{U \times V} = \frac{12.95}{0.25 \times 0.25} = 207.20\text{kN/m}^2.$$

$$P_s = \frac{Q_{sp}}{U \times V} = \frac{9.42}{0.25 \times 0.25} = 150.72\text{kN/m}^2.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

IV.4.2.3. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique ; on procède de la façon suivante :

- Pour la Fig. IV.21. Une dalle de dimension $[L \times L_y]$ soumise à une charge concentrique $[A]$ répartie sur un rectangle $[U \times V]$.
- On divise la dalle en rectangles fictifs, donnant les charges symétriques : [4 rectangle symétrique A ,2 rectangles symétriques B ,2 rectangles symétriques C ,1 rectangle au centre D].

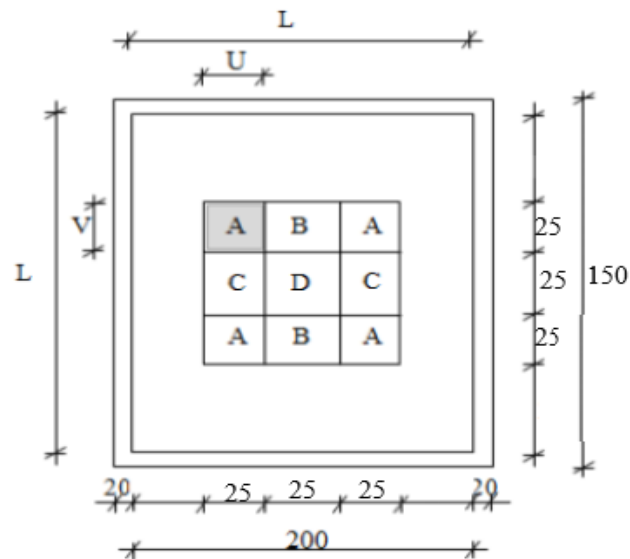


Figure IV.17: Schéma de calcul de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges 'symétrique' comme suite :

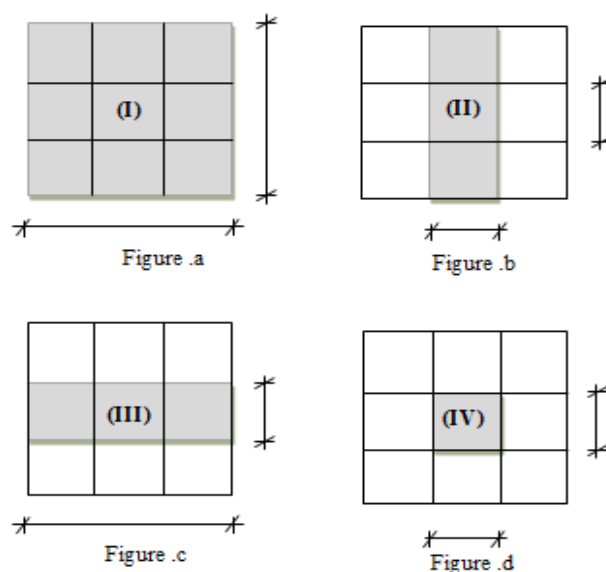


Figure IV.18: Schémas de chargement des panneaux.

- On recherche les moments par les rectangles :

I = 4A + 2B + 2C + D figure (a).

II = 2B + D figure (b).

III = 2C + D figure (c).

IV = D figure (d).

- Il est évident que les moments produits par 'la charge non concentrique' :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}.$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0.75 > 0.4 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens.

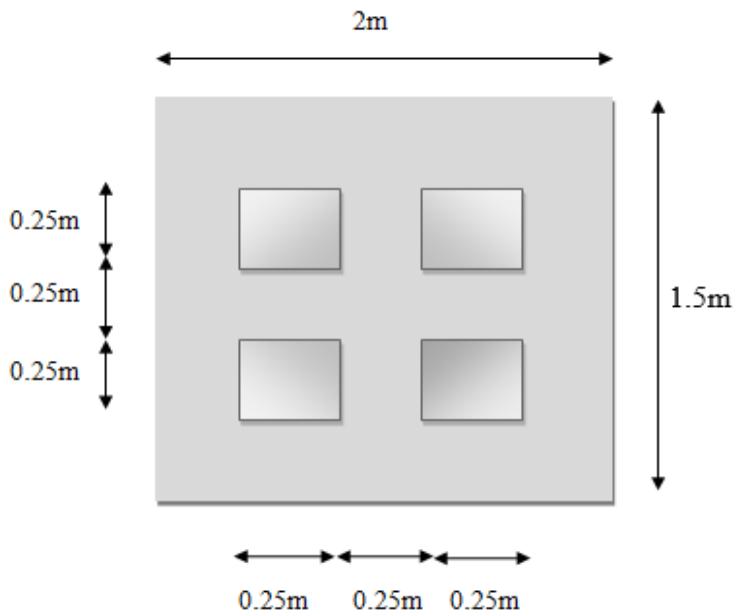


Figure IV.19: Schéma de la dalle soumise à une charge répartie.

1)- le rectangle (I) :

U= 75cm V= 75 cm

2) - le rectangle (II) :

U= 25cm V= 75 cm

3)-le rectangle (III) :

U= 75cm V=25 cm

4) -le rectangle (IV) :

U= 25cm V= 25 cm

$\rho = 0.8$

	$\frac{U}{L_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,065	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,051
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,053	0,047
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,043	
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,237	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,085
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,075	0,073	0,069	0,066	0,063	0,059	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027	

Tableau IV.10 : Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées à l'ELU.

	I	II	III	IV
$\frac{U}{L_x}$	0.5	0.167	0.5	0.167
$\frac{V}{L_y}$	0.375	0.375	0.125	0.125
M_1	0.112	0.160	0.123	0.184
M_2	0.081	0.097	0.109	0.139
S	0.5625	0.1875	0.1875	0.0625
P	207.2	207.2	207.2	207.2
$P \times S$ en kN	116.55	38.85	38.85	12.95
M_{ux}	13.05	6,22	4,78	2.38
M_{uy}	9.44	3.77	4.23	1.80

IV.4.2.4. Moments dus aux charges à l'ELU :

$$v = 0$$

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\Rightarrow MA_{ux} = \frac{13.05 - 6.22 - 4.78 + 2.38}{4} = 1.11 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow MA_{uy} = \frac{9.44 - 3.77 - 4.23 + 1.80}{4} = 0.81 \text{ kN.m}$$

Tableau IV.11 : Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées à l'ELS.

	I	II	III	IV
$\frac{U}{L_x}$	0.5	0.167	0.5	0.167
$\frac{V}{L_y}$	0.375	0.375	0.125	0.125
$M_1 + 0.2 \times M_2$	0.128	0.179	0.144	0.211
$M_2 + 0.2 \times M_1$	0.103	0.129	0.134	0.176
S	0.5625	0.1875	0.1875	0.0625
P	150.72	150.72	150.72	150.72
P × S en kN	84.78	28.26	28.26	9.42
M _{ux}	10.85	5.058	4.069	1.988
M _{uy}	8.73	3.645	3.787	1.657

IV.4.2.5. Moments dus aux charges à l'ELS :

$$v = 0.2$$

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rightarrow M_{sx} = \frac{10.85 - 5.06 - 4.07 + 1.99}{4} = 0.93 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{sy} = \frac{8.73 - 3.645 - 3.79 + 1.657}{4} = 0.74 \text{ kN.m}$$

IV.4.3. Etude de la dalle sous la charge répartie :

IV.4.3.1. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0,75 .$$

- Calcul des charges :

$$G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\text{ELU} \rightarrow P_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\text{ELS} \rightarrow P_{ser} = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/m}^2 .$$

- Calcul des moments statiques :

ELU $\rightarrow v = 0$

$$\mu_x = 0.0621 \quad ; \quad \mu_y = 0.5105 .$$

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 = 0.0621 \times 6.56 \times 1.5^2 = 0.9165 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 0.4679 \text{ kN.m.}$$

ELS $\rightarrow v = 0.2$

$$\mu_x = 0.0684 \quad ; \quad \mu_y = 0.6447 .$$

$$M_x = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2 = 0.0684 \times 4.75 \times 1.5^2 = 0.7310 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 0.4713 \text{ kN.m}$$

- **Moments de la dalle:**

ELU :

$$M_{ux} = 1.11 + 0.9165 = 2.027 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 0.81 + 0.4679 = 1.278 \text{ kN.m.}$$

ELS:

$$M_{sx} = 0.93 + 0.7310 = 1.661 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = 0.74 + 0.4713 = 1.211 \text{ kN.m.}$$

- **Moment en Travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ux} = 0.75 \times 2.027 = 1.52 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{uy} = 0.75 \times 1.278 = 0.96 \text{ kN.m.}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 2.027 = 1.013 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 1.278 = 0.64 \text{ kN.m.}$$

Tableau IV.12 : Résumé de calcul de la dalle machine (sens x_x).

Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z_b m	A cm ²	A_{min} cm ²	Choix des barres cm ²
Travée	1.52	0.0059	0.0074	0.13	0.34	1.63	5T12
Appuis	1.013	0.0039	0.0049	0.13	0.22	1.63	5T12

Tableau IV.13 : Résumé de calcul de la dalle machine (sensy_y).

Sens	M _u (kN. m)	μ	α	Z _b m	A cm ²	A _{min} cm ²	Choix des barrescm ²
Travée	0.96	0.0037	0.0046	0.13	0.21	1.63	5T12
Appuis	0.64	0.0025	0.0031	0.13	0.14	1.63	5T12

Tableau IV.14 : Vérification des contraintes de la dalle machine selon x_x à l'ELS.

Sens	M _u kN. m	M _{ser} kN. m	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	1.52	1.25	0.0058	0.36	Cv
Appuis	1.013	0.83	0.0039	0.36	Cv

Tableau IV.15 : Vérification des contraintes de la dalle machine selon y_y à l'ELS.

Sens	M _u kN. m	M _{ser} kN. m	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	0.96	0.91	0.0042	0.28	Cv
Appuis	0.64	0.61	0.0028	0.27	Cv

IV.4.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u\max} = Q_u + P_u \times \frac{L_x}{2} = 12.95 + 6.56 \times \frac{1.5}{2} = 17.87\text{kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{17.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0.13\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} > \tau_u \quad \text{CV}$$

IV.4.3.3. Vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5] :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{M_{tser}}{20 \times M_a} \rightarrow \frac{0.15}{1.5} > \frac{1.25}{20 \times 0.83} \rightarrow 0.1 > 0.075 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{F_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} < \frac{2}{400} \rightarrow 4.19 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{CV}$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5. Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux ou secondaires dans une structure vise avant tout à garantir la sécurité des occupants et à préserver leur confort, notamment en situation sismique. Bien qu'ils ne participent pas directement à la résistance mécanique de l'ossature, ces éléments peuvent fortement influencer le comportement global du bâtiment en cas de séisme. Leur détachement ou leur effondrement peut engendrer des blessures graves, obstruer les voies d'évacuation et causer des pertes économiques importantes.

Chapitre V :

Etude

dynamique et

sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est défini comme une libération brusque de l'énergie élastique accumulée au sein des roches, résultant des mouvements relatifs des plaques constituant l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes mécaniques excèdent la résistance des matériaux géologiques, une rupture se produit, engendrant des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions jusqu'à la surface terrestre.

Ces sollicitations dynamiques induisent des déplacements au niveau des appuis des structures, entraînant une réponse vibratoire dont l'amplification dépend principalement des caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage, notamment sa période fondamentale, ainsi que des propriétés géotechniques du sol d'assise.

Par conséquent, l'évaluation de la réponse sismique constitue une étape fondamentale dans l'analyse et la conception parasismique des structures. Le dimensionnement vis-à-vis du séisme consiste à estimer les efforts internes générés dans le système structural. Dans le cadre de cette étude, ces efforts seront déterminés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2025.

V.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure a pour objectif principal la détermination de ses caractéristiques propres, telles que les fréquences naturelles, les modes de vibration et les facteurs de participation modale. Toutefois, l'analyse d'une structure réelle présente souvent une grande complexité en raison du nombre élevé de paramètres intervenants.

Afin de surmonter ces difficultés, il est courant de recourir à des modèles de calcul simplifiés, permettant de représenter de manière adéquate le comportement global de la structure tout en rendant possible son analyse numérique.

V.3. Modélisation de la structure :

L'analyse dynamique de la structure est réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analyses 2025, en considérant un modèle tridimensionnel représentant un bâtiment composé de dix niveaux (RDC + 12étages + sous-sol), avec un encastrement parfait à la base.

La modélisation tient compte de la distribution réelle des masses et des rigidités de la structure. Les voiles de contreventement sont disposés de manière à satisfaire aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), notamment en termes de régularité, de symétrie et de stabilité globale, afin d'assurer un comportement adéquat sous sollicitations sismiques.

La masse sismique de la structure est déterminée conformément aux prescriptions du RPA 2024, selon la relation suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Où :

Selon le type d'occupation du bâtiment, les valeurs de ψ sont prises comme suit :

- $\psi = 0,3$ pour les bâtiments à usage d'habitation,
- $\psi = 0,4$ pour les bâtiments à usage commercial.

Le spectre de réponse de calcul est défini conformément aux dispositions du RPA 2024. Il est exprimé en fonction de la période fondamentale de la structure et dépend des paramètres sismiques du site, notamment la zone sismique, la nature du sol, le coefficient d'amortissement et le facteur de comportement. Ce spectre est introduit dans le logiciel sous forme de données numériques, généralement via un fichier texte généré par des outils spécialisés.

L'action sismique est considérée suivant deux directions horizontales principales, orthogonales entre elles (axes X et Y), conformément aux exigences réglementaires, afin de prendre en compte les effets directionnels du séisme.

V.4. Classification de l'ouvrage :

Les classifications nécessaires pour définir la situation sismique étudiée et pour choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques se basent sur les critères de règlement parasismique Algérie. (RPA2024)

❖ **Zone sismique** : Notre site d'implantation est dans la Wilaya de AIN TEMOUCHENT classée comme :

Zone V de sismicité élevé. (Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1) et Table (3.1), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune).

Tableau V.1 : Types des zones sismiques

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible a moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevé	IV
Élevé	V & VI

❖ **Groupe d'usage** : Notre projet est un bâtiment en R+12+sous-sol d'une hauteur totale de

Avec sous-sol :43,72 m

Sans sous-sol :40,72 m

Est destiné à un usage mixte habitation et commerciaux. Donc il est classé comme Groupe d'usage 2.

❖ **Classification du site** : Les caractéristiques de sol du site de projet sont les mêmes caractéristiques de sol site 02 (site ferme).

❖ **Système structurel** : Portique contreventé, Contreventement mixte avec interaction.

❖ **Classification des ouvrages selon leur géométrie** :

-**Régularité** : La régularité d'un bâtiment consiste à vérifier si sa structure est uniforme et équilibrée, aussi bien en plan (vue de dessus) qu'en élévation (vue verticale).

-**Régularité en plan** :

Un bâtiment est dit régulier en plan lorsque sa forme est simple et symétrique, avec une bonne répartition des masses et des éléments porteurs (poteaux, murs). S'il présente des formes complexes (comme L, T, U) ou une mauvaise distribution, il est considéré irrégulier en plan.

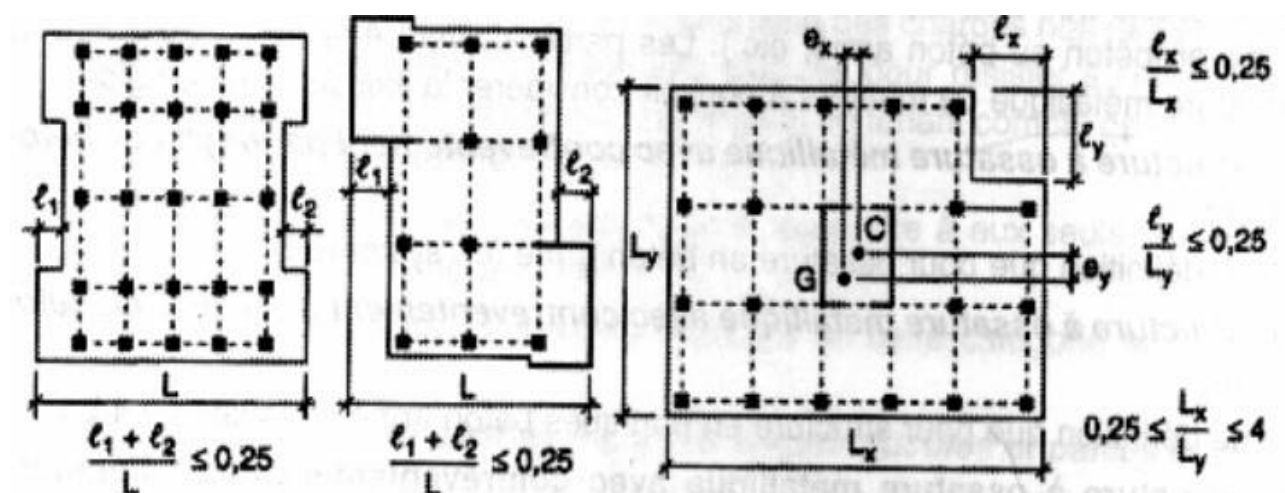


Figure V.1 : limites des décrochements en plan

-**Régularité En élévation** :

Un bâtiment est régulier en élévation si sa structure reste homogène sur toute la hauteur : étages de même hauteur, continuité des éléments porteurs, absence de changements brusques de rigidité ou de forme. Dans le cas contraire, il est irrégulier en élévation.

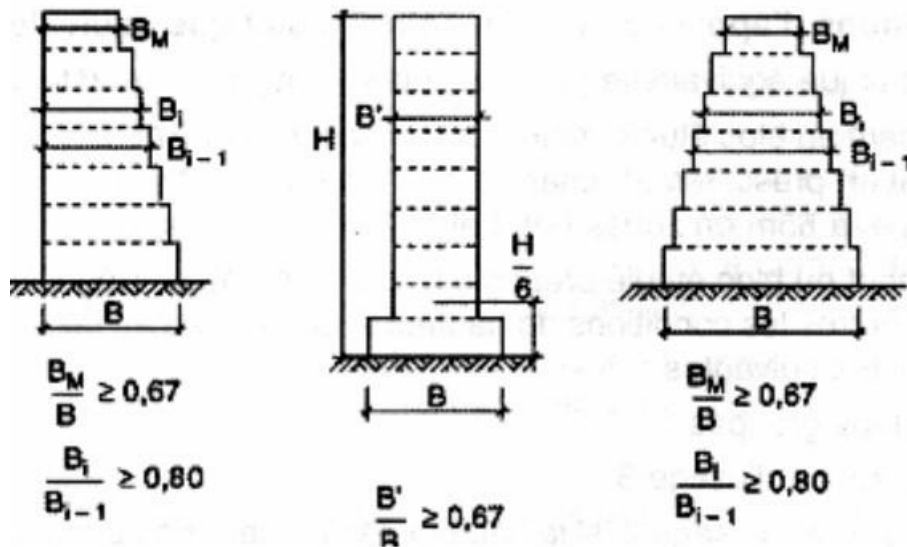


Figure V.2 : limites des décrochements en élévation Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme régulier

V.5. Choix de la méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA2024) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente-
- la méthode d'analyse modale spectrale-
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.5.1. Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente, proposée par le règlement parasismique algérien, permet de représenter l'action sismique par un système de forces statiques fictives. Ces forces sont déterminées de manière à reproduire les effets du séisme réel sur la structure. Cette approche simplifiée est principalement utilisée pour les bâtiments réguliers et de faible à moyenne hauteur.

Où :

$$V = A \times W$$

- A : coefficient sismique dépendant de la zone sismique, du sol, du facteur de comportement et de la période propre de la structure
- W : poids total de la structure

Cette méthode est applicable sous certaines conditions, notamment la régularité de la structure en plan et en élévation, ainsi qu'une hauteur limitée, conformément aux exigences du RPA.

V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée lorsque les conditions suivantes, définies par le RPA 2024, sont satisfaites :

- Le bâtiment doit présenter une régularité en plan et en élévation ;
- La hauteur totale de la structure ne doit pas dépasser la limite prescrite. Pour les constructions situées en zone I, cette hauteur est limitée à 65 m.

Dans notre cas, la hauteur du bâtiment est :

$$H = 43.72m \leq 65 m \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les différentes conditions d'application de la méthode statique équivalente étant vérifiées, cette approche sera adoptée pour la détermination et la vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

V.5.3 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction

$$\lambda \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

Avec :

$$A = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.25 \text{ (pour zone V)}$$

Calcul de Spectre de réponse :

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 à celui 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

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure

T : Période propre

$T_1; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q_f : Facteur de qualité

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Le coefficient de comportement **R** est un paramètre essentiel dans le dimensionnement sismique, choisi en fonction du système de contreventement et utilisé de manière unique pour chaque direction principale de la structure. Il représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie générée par un séisme, en tenant compte des matériaux, du type de système structural, de la redistribution des efforts et des capacités de déformation au-delà du domaine élastique.

Ce coefficient est ensuite corrigé par un facteur de qualité **QF**, qui reflète le niveau de régularité et de redondance du système de contreventement. L'utilisation de ce facteur suppose le respect strict des lois de conception, des exigences d'exécution et des dispositions constructives prévues par la réglementation.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau V.2 : Valeurs du coefficient de comportement, R

Puis que on a un système à contreventement mixte, équivalent à des voiles avec la valeur de R=4.5 (b).

Et ça après l'interprétation des résultats du logiciel du calcule RSA2025

On a les résultats suivants :

Tableau V.3 : Effort réduit des poteaux et voiles par rapport à x

Chapitre V : Étude dynamique et sismique

Cas / étage	Fx (total)	Fx sur les poteaux (kN)	Fx sur les voiles (kN)
9/1	4033,66	124,72	3908,94
9/2	4024,27	1404,35	2619,92
9/3	3925,05	1343,53	2581,51
9/4	3762,78	1633,22	2129,57
9/5	3493,86	977,45	2516,40
9/6	3291,38	737,39	2553,99
9/7	3069,25	811,47	2257,78
9/8	2838,07	863,94	1974,13
9/9	2600,92	644,85	1956,08
9/10	2346,61	674,62	1671,99
9/11	2055,00	679,19	1375,81
9/12	1697,80	437,17	1260,63
9/13	1226,52	438,93	787,59
9/14	580,79	433,03	147,76
Tot	38945,96	11203,86	277421,1
%	100%	28,77%	71,23%

Tableau V.4 : Effort réduit des poteaux et voiles par rapport à y

Cas / étage	Fy (total)	Fy sur les poteaux (KN)	Fy sur les voiles (KN)
9/1	4698,82	277,41	4421,41
9/2	4686,38	1367,91	3318,47
9/3	4594,04	1251,12	3342,93
9/4	4438,38	1547,38	2890,99
9/5	4162,11	855,21	3306,90
9/6	3945,33	638,81	3306,52
9/7	3697,52	692,57	3004,94
9/8	3423,64	729,72	2693,92
9/9	3122,72	550,00	2572,72
9/10	2787,57	574,60	2212,97
9/11	2401,69	573,99	1827,70
9/12	1936,82	372,22	1564,60
9/13	1355,03	374,53	980,50
9/14	618,91	349,12	269,79
Tot	45868,96	10154,59	35714,36
%	100%	22,14%	77,86%

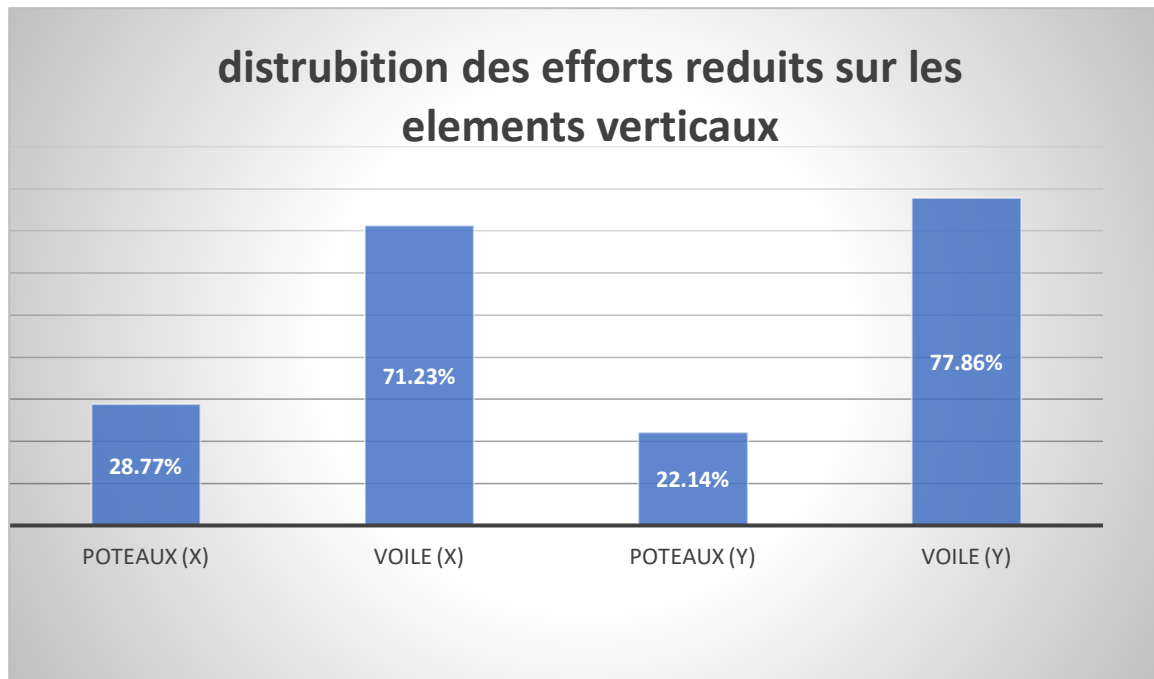


Figure V.3 : Distribution des efforts réduits sur les éléments verticaux

Depuis les tableaux des efforts réduits on trouve que les voiles absorbent la majorité des efforts réduits

Période caractéristique T_1 ; T_2 :

Deux types de formes de spectres sont utilisés : le Type 1 et le Type 2 puisque on est dans la zone v donc on va utiliser le spectre de type 1

Tableau V.5 : période statique des sites type (1)

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	0.10	0.40	2.0
site: S_2	0.10	0.50	2.0
site: S_3	0.15	0.60	2.0
site: S_4	0.15	0.70	2.0

Puisque on a le site s2 donc les valeurs obtient d'après le tableau sont :

$$S = 1.20$$

$$T_1 = 0.10s$$

$$T_2 = 0.50s$$

$$T_3 = 2.00s$$

Période Fondamentale Empirique de la structure :

$$T_{emp} = C_T \cdot (H_N)^{\frac{3}{4}} = 0.050 \cdot (43.72)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{emp} = 0.85s$$

Avec :

H_N : hauteur totale du bâtiment (Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N))

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau V.6 : Valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Facteur de qualité :

Le facteur de qualité, Q_f , tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q$$

p_q : Est la pondération à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non ».

- i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau V.7 : Valeurs des pondérations p_q

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Pour notre cas, on prend :

Pondérations de la catégorie (b)

1. Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan

2. Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation

3. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5)

Pour notre cas les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc on prend un coefficient de facteur de qualité :

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q = Q_f = 1 + 0.05 + 0.20 + 0.05 = 1,3$$

Détermination de la formule du spectre de réponse :

on a :

$$T_2 = 0.50s \leq T_{emp} = 0.85s \leq T_3 = 2.00s$$

Donc on prend la formule suivante :

$$A.I.S. \cdot [2.5 \frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}] \quad si : T_2 \leq T < T_3$$

V.6 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure consiste à simplifier un système réel, qui possède un nombre infini de degrés de liberté, en un modèle numérique avec un nombre fini de degrés de liberté. Ce modèle doit représenter fidèlement le comportement réel de la structure, notamment en termes de masse, de rigidité et d'amortissement.

L'objectif est d'obtenir une représentation simplifiée mais suffisamment précise, permettant d'analyser la réponse de la structure sous les différentes sollicitations, tout en tenant compte des caractéristiques essentielles de ses éléments, en particulier leur masse et leur raideur.

D'après le RPA2024 :

La structure sera modélisée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées aux centres de gravité des planchers et avec trois degrés de liberté : deux Translations horizontales et une rotation autour d'un axe vertical

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2025.

Paramètres de l'analyse modale :

Paramètres de l'analyse modale

Cas: **Modale**

Paramètres

Nombre de modes: 20

Tolérance: 0,0001

Nombre d'itérations: 40

Accélération: 9,80665

Matrice des masses

☒ Cohérentes

☐ Concentrées avec rotations

☐ Concentrées sans rotations

Directions actives de la masse

☒ X ☒ Y ☐ Z

☒ Négliger la densité

☐ Vérification de Sturm

Paramètres simplifiés <<

Mode d'analyse

☒ Modale

☐ Sismique

☐ Sismique (Pseudomodale)

Tolérance: 0.01

Méthode

☐ Itér. sur le sous-espace par blocs

☒ Itération sur le sous-espace

☐ Algorithme de Lanczos par blocs

☐ Méthode de Lanczos

☐ Méthode de réduction de la base

Définir les paramètres

Définir la base

Limites

☒ Inactives

☐ Période, fréquence, pulsation

☐ Masse participante

Définir les limites

0 (%)

Paramètres de l'analyse sismique

Amortissement: 0,1

☐ Calcul de l'amortissement (d'après PS92)

OK Annuler Aide Définir l'excentrement

Figure V.4 : Paramètres de l'analyse modale

V.6.1 Disposition des voiles de contreventement :

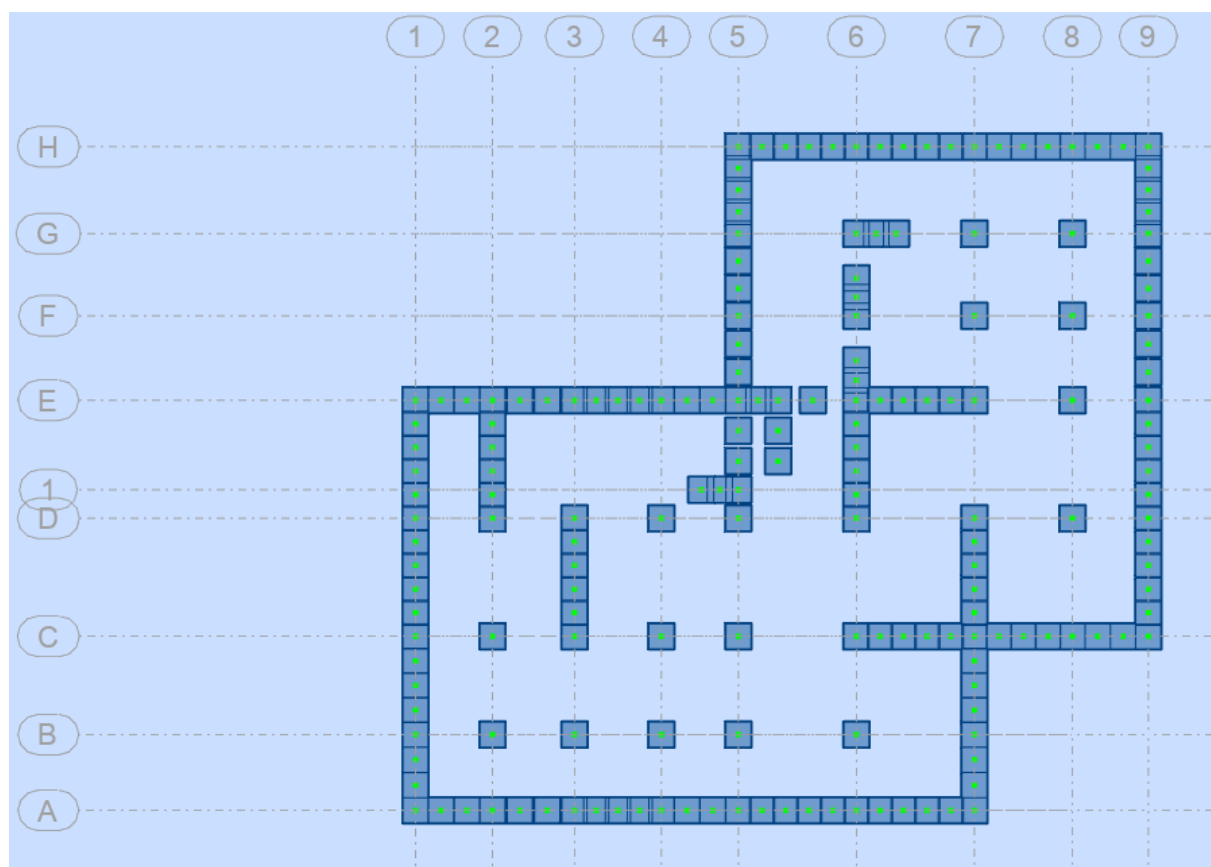


Figure V.5 : Vue en plan disposition des voiles

Interprétation des résultats :

D'après le tableau suivant on remarque ce qui suit :

Tableau V.8: Résultats dynamiques de la Première disposition

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1,08	0,93	55,14	8,45	55,14	8,45	5367269,92	5367269,92
8/ 2	1,34	0,75	63,67	63,85	8,53	55,40	5367269,92	5367269,92
8/ 3	1,45	0,69	63,88	63,88	0,21	0,04	5367269,92	5367269,92
8/ 4	4,26	0,23	79,43	66,00	15,55	2,12	5367269,92	5367269,92
8/ 5	5,43	0,18	82,09	80,68	2,66	14,67	5367269,92	5367269,92
8/ 6	6,00	0,17	82,09	82,44	0,01	1,76	5367269,92	5367269,92
8/ 7	9,42	0,11	87,62	83,08	5,53	0,64	5367269,92	5367269,92
8/ 8	11,33	0,09	88,08	86,32	0,46	3,24	5367269,92	5367269,92
8/ 9	13,52	0,07	88,10	88,51	0,02	2,19	5367269,92	5367269,92
8/ 10	16,01	0,06	90,12	88,66	2,02	0,15	5367269,92	5367269,92
8/ 11	17,93	0,06	90,20	89,16	0,09	0,50	5367269,92	5367269,92
8/ 12	18,84	0,05	90,25	89,73	0,04	0,57	5367269,92	5367269,92
8/ 13	19,90	0,05	90,25	89,77	0,00	0,03	5367269,92	5367269,92
8/ 14	20,51	0,05	90,25	89,89	0,00	0,12	5367269,92	5367269,92
8/ 15	20,63	0,05	90,25	89,89	0,00	0,00	5367269,92	5367269,92
8/ 16	21,18	0,05	90,25	89,91	0,00	0,02	5367269,92	5367269,92
8/ 17	21,65	0,05	90,30	90,00	0,05	0,09	5367269,92	5367269,92
8/ 18	21,75	0,05	90,36	90,10	0,06	0,10	5367269,92	5367269,92
8/ 19	22,23	0,04	90,37	90,10	0,01	0,00	5367269,92	5367269,92
8/ 20	22,74	0,04	90,48	90,15	0,11	0,05	5367269,92	5367269,92

Modélisation 3D de la structure :

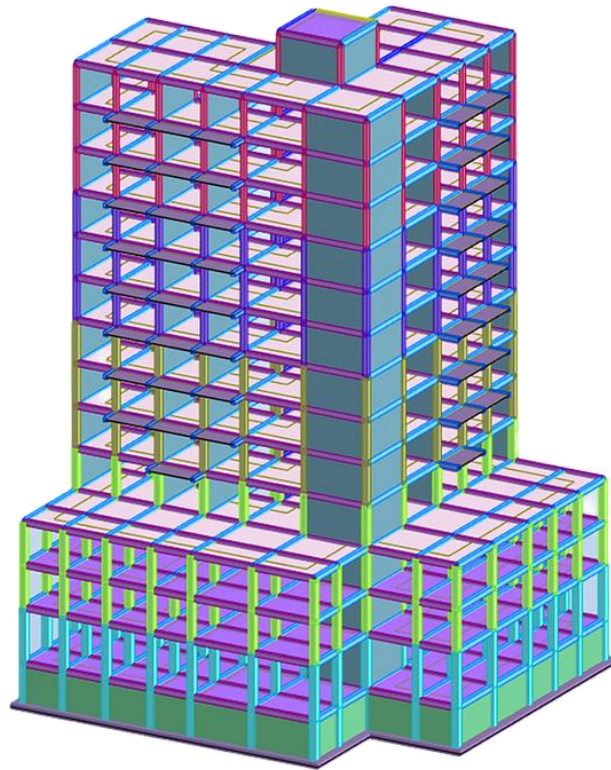


Figure V.6 : Modélisation 3D de la structure (avant)

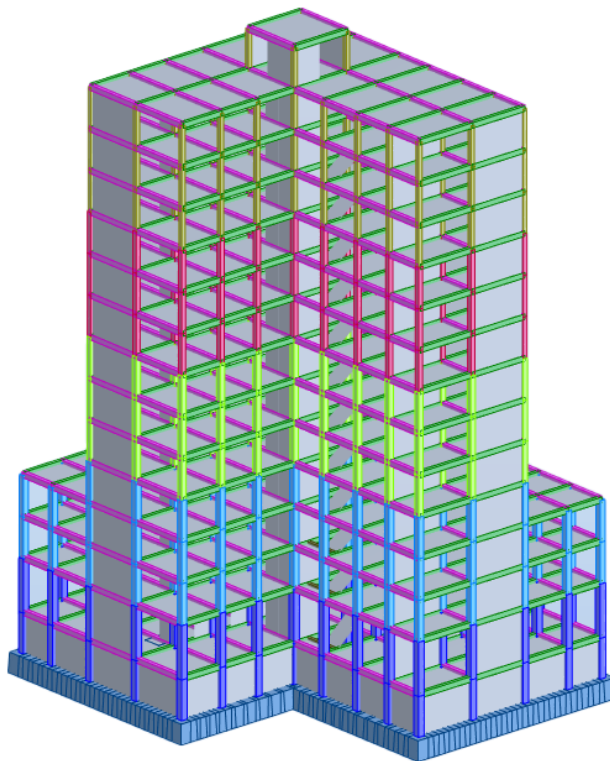


Figure V.7 : Modélisation 3D de la structure (arrière)

V.6.2 Vérification des modes :

Le premier mode c'est un mode de translation pure dans le sens X, avec

$$UX = 55,70\%$$

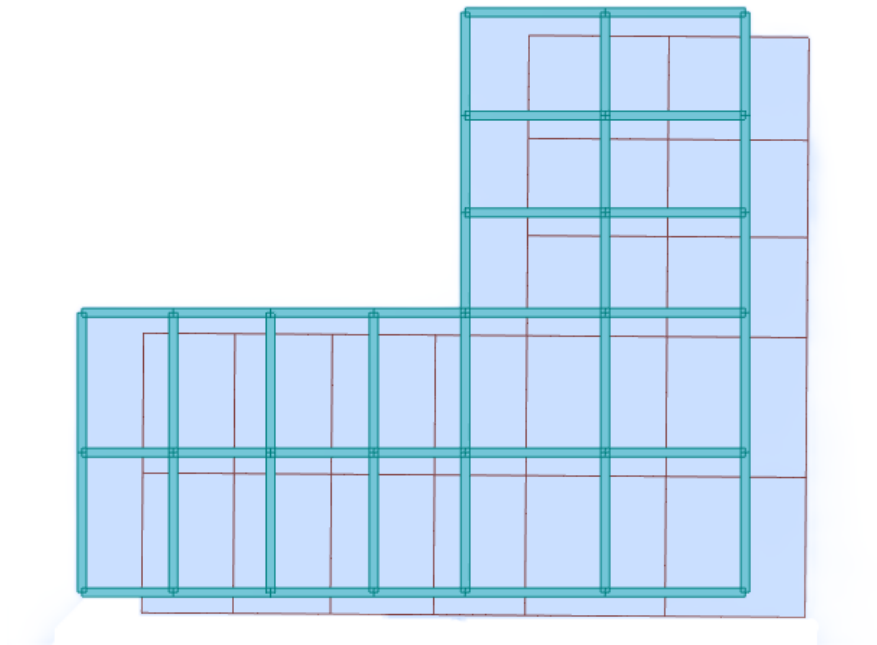


Figure V.8 : Représentation du mode 1 en 2D

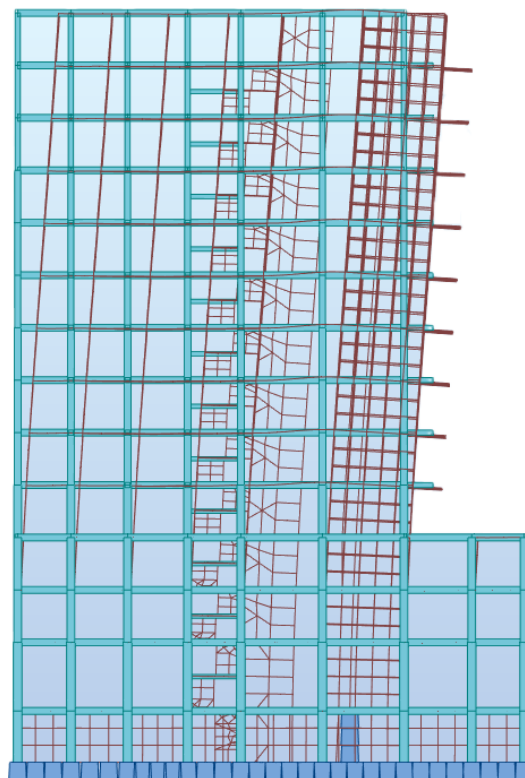


Figure V.9 : Représentation du mode 1 en 3D

Avec : $T_{analytique}(x) = 0.93s$

Le deuxième mode c'est un mode de translation pure dans le sens Y avec

$$U_Y = 56,05 \%$$

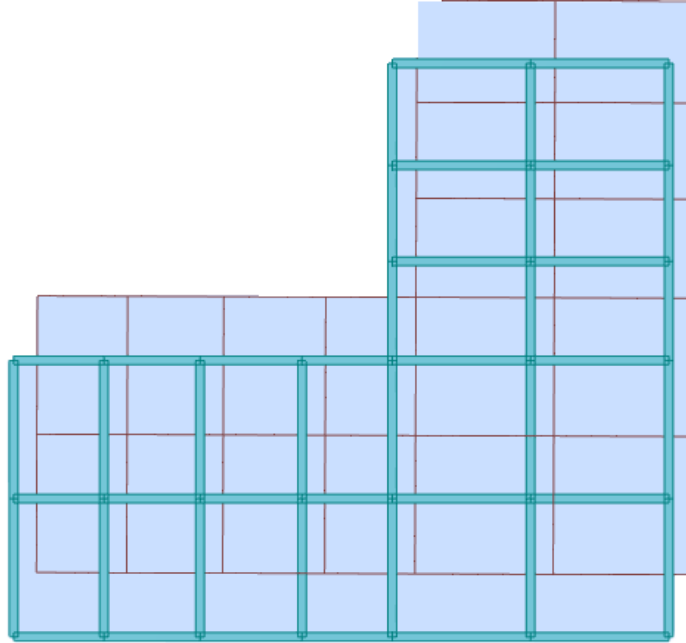


Figure V.10 : Représentation du mode 2 en 2D

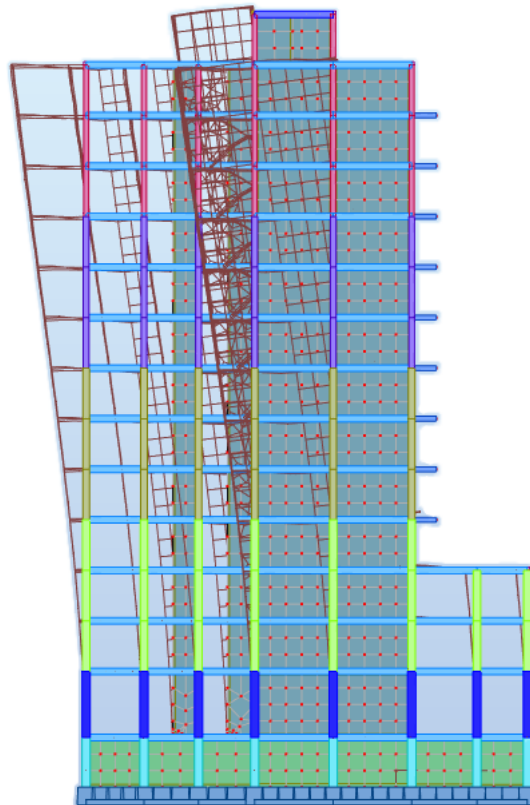


Figure V.11 : Représentation du mode 2 en 3D

Avec : $T_{analytique}(y) = 0.75s$

Le troisième mode c'est une torsion :

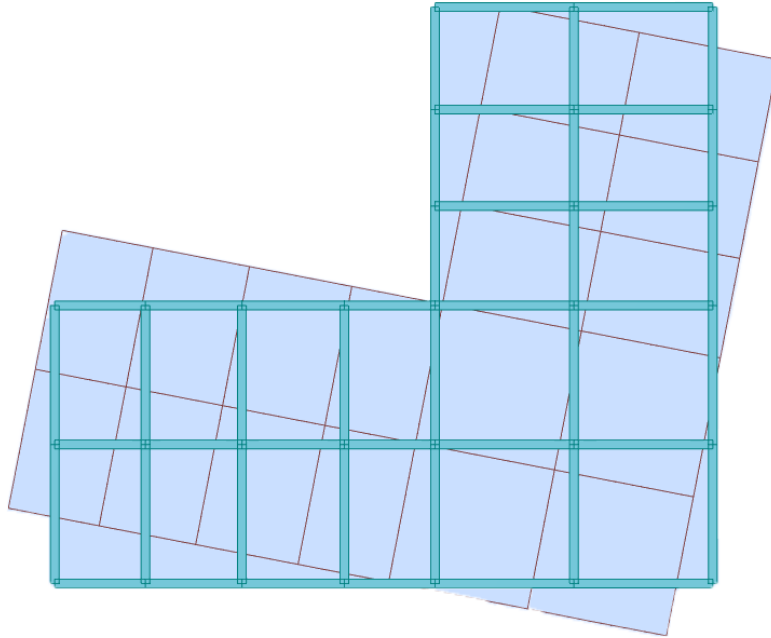


Figure V.12 : Représentation du mode 3 en 2D

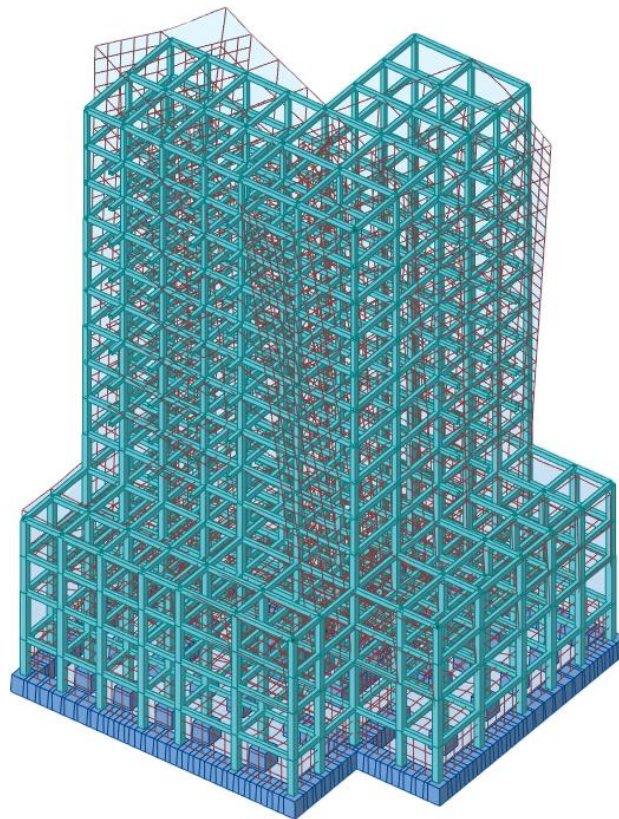


Figure V.13 : Représentation du mode 3 en 3D

Avec : $T_{analytique} = 0.69s$

V.6.3 Vérification la somme des masses modales :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est légèrement inférieure à 90% due essentiellement à la partie en sous-sol du bâtiment et afin de justifier ce cas de figure

Le nombre minimal de modes (K) :

$$K \geq 3\sqrt{N}T_K \leq 0.2S$$

Avec :

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : La période du mode K

On prend : $K=10$ modes

Donc :

$$T_K \leq 0.2S = 0.05 \leq 0.2S \quad \dots\dots\dots CV$$

V.6.4 Spectre de réponse de calcul :

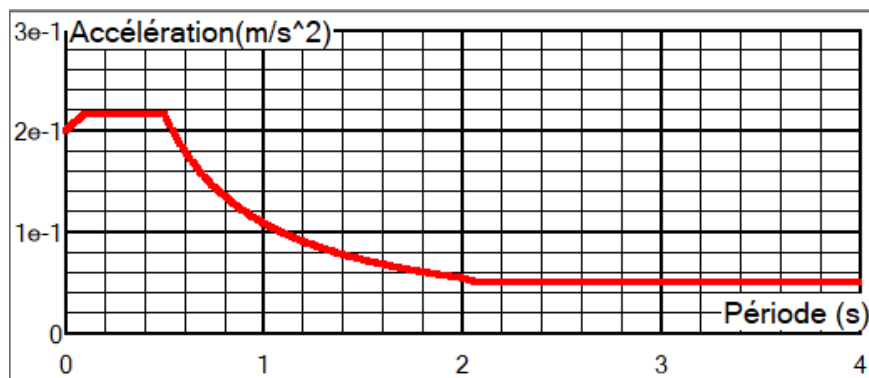


Figure V.14 : Représentation Spectre de réponse selon X

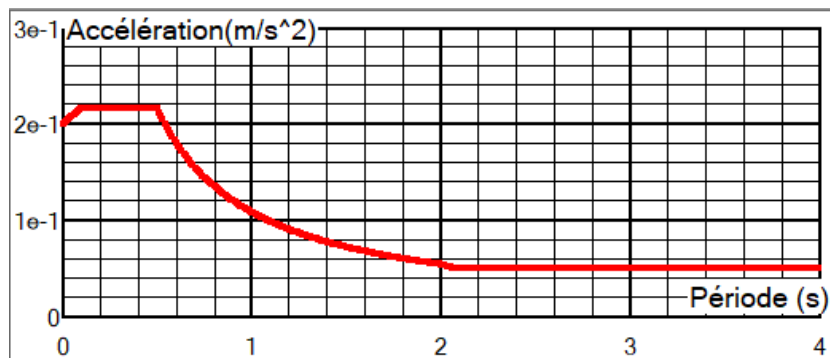


Figure V.15 : Représentation Spectre de réponse selon Y

V.6.5 Centre de gravité et centre de rigidité :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
13/ 1	Etage 1	445720,23	15,570 12,358 -1,	14,752 12,472 -0,
13/ 2	Etage 2	382220,74	15,470 12,280 2,	10,272 16,647 3,
13/ 3	Etage 3	381964,86	15,473 12,279 5,	10,255 16,685 6,
13/ 4	Etage 4	530109,33	15,627 12,320 8,	10,255 16,684 9,
13/ 5	Etage 5	369933,59	13,155 14,864 11	10,223 16,736 12
13/ 6	Etage 6	373507,95	13,159 14,838 14	10,219 16,742 15
13/ 7	Etage 7	373507,95	13,159 14,838 17	10,219 16,742 18
13/ 8	Etage 8	373507,95	13,159 14,838 20	10,219 16,742 21
13/ 9	Etage 9	373507,95	13,159 14,838 23	10,216 16,746 24
13/ 10	Etage 10	373507,95	13,159 14,838 26	10,216 16,746 27
13/ 11	Etage 11	373507,95	13,159 14,838 30	10,216 16,746 30
13/ 12	Etage 12	373507,95	13,159 14,838 33	10,215 16,748 33
13/ 13	Etage 13	374632,18	13,144 14,812 36	10,215 16,748 36
13/ 14	Etage 14	253742,26	13,293 14,811 39	10,215 16,769 39
13/ 15	Etage 15	14391,10	15,375 14,125 42	17,259 12,563 42

Figure V.16 : Centre de gravité(G) et centre de rigidité(R)

$$e_{tx} = x_m - x_l$$

$$e_{ty} = y_m - y_l$$

x_l ; y_l : les coordonnées du centre de torsion

x_m ; y_m : les coordonnées du centre de masse

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a ($\pm 0.05L$), l'étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc :

$$e_{ax} = \pm 0,05L_x$$

$$e_{ay} = \pm 0,05L_y$$

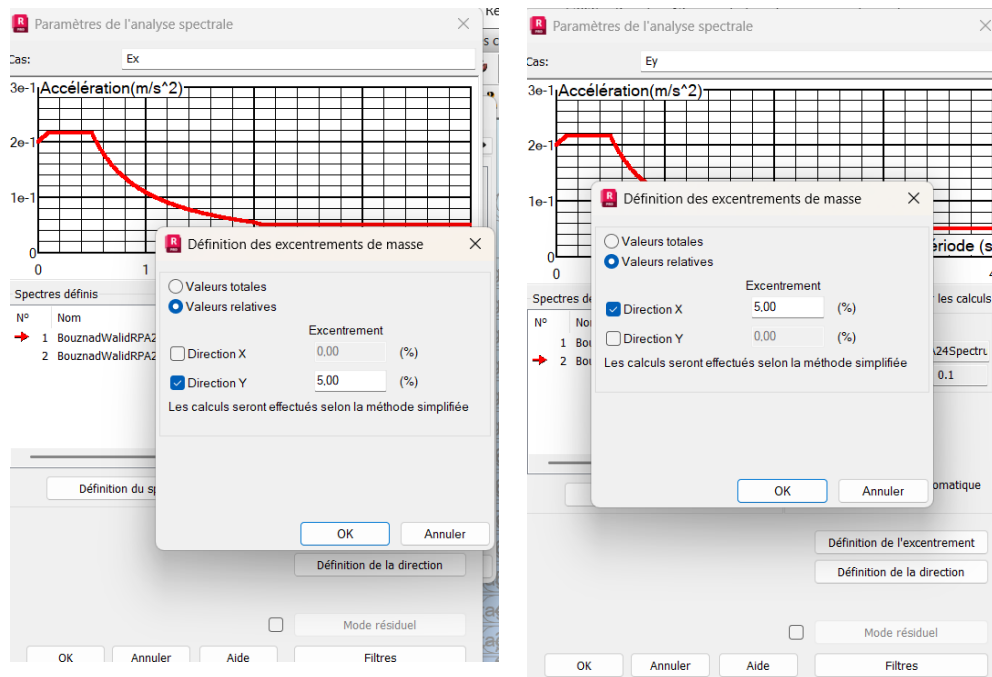


Figure V.17 : définitions l'excentricité additionnelle

Remarque : car on n'a pas le nouveau RPA on n'a pas pu prendre l'excentricité

Donc on a intégré l'excentricité depuis le spectre importé de l'application

Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Résultats des excentricités théorique et additionnelle

Niveau	e_{ax} [m]	e_{tx} [m]	e_{ay} [m]	e_{ty} [m]
RDC	1,475	0,818	1,335	0,114
Sous-sol	1,475	5,198	1,335	4,367
1	1,475	5,218	1,335	4,406
2	1,475	5,372	1,335	4,364
3	1,210	2,932	1,060	1,873
4	1,210	2,940	1,060	1,904
5	1,210	2,940	1,060	1,904
6	1,210	2,940	1,060	1,904
7	1,210	2,943	1,060	1,908
8	1,210	2,943	1,060	1,908
9	1,210	2,943	1,060	1,908
10	1,210	2,945	1,060	1,910
11	1,210	2,930	1,060	1,936
12	1,125	3,078	0,985	1,958
13	0,238	1,884	0,238	1,562

V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base, V_T , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , pour une valeur de la période fondamentale T_0

Si : ($V_T \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments...etc.) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V_T}$)

Remarque : pour Vérification de l'effort tranchant à la base, on va appliquer la méthode statique équivalente

V.7.1 méthode statique équivalente :

Les effets réels d'un séisme sont remplacés par des forces statiques équivalentes pour simplifier le calcul. Ces forces sont appliquées horizontalement selon deux directions perpendiculaires (souvent les axes principaux de la structure).

Les résultats obtenus par cette méthode sont inférieurs aux effets réels d'un séisme important, mais cela est compensé par la ductilité de la structure. Donc, il est essentiel d'assurer une bonne conception pour garantir :

- Une ductilité suffisante
- Une capacité à dissiper l'énergie sismique

❖ Calcul de la force sismique totale :

la force sismique totale est donnée par la formule :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W \quad (4.1)$$

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Zone sismique V et groupe d'usage 2, donc $A=0,25$

Facteur de qualité(Q) :

La valeur de Q_f :

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q \quad Q_x = 1,3 ; Q_y = 1,3$$

❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après les résultats de l'analyse, il a été constaté que les voiles de contreventement assurent la reprise de plus de % des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal

Donc c'est le système 4 avec $R=4,5(b)$

Tableau V.10 : Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles

Cas / étage	Fy (total)	Fy sur les poteaux (KN)	Fy sur les voiles (KN)
9/1	4698,82	277,41	4421,41
9/2	4686,38	1367,91	3318,47
9/3	4594,04	1251,12	3342,93
9/4	4438,38	1547,38	2890,99
9/5	4162,11	855,21	3306,90
9/6	3945,33	638,81	3306,52
9/7	3697,52	692,57	3004,94
9/8	3423,64	729,72	2693,92
9/9	3122,72	550,00	2572,72
9/10	2787,57	574,60	2212,97
9/11	2401,69	573,99	1827,70
9/12	1936,82	372,22	1564,60
9/13	1355,03	374,53	980,50
9/14	618,91	349,12	269,79
Tot	45868,96	10154,59	35714,36
%	100%	22,14%	77,86%

The screenshot shows the 'Bouznad Walid RPA24 Integrator V4.8.3' window. It has tabs for 'Spectrum', 'Combination', and 'Help'. The 'Spectrum' tab is active, displaying two main sections: 'Basic Parameters' and 'Advanced Parameters'.

Basic Parameters:

- Spectrum Name: BouznadWalidRPA24Spectrum
- Damping Ratio: 0,10
- Direction Factors:
 - ☒ X Factor: 1,00
 - ☒ Y Factor: 1,00
 - ☐ Z Factor: 1,00

Advanced Parameters:

- Seismic Parameters:
 - Zones: ☐ 0 ☐ I ☐ II ☐ III ☐ IV ☒ V ☐ VI
 - Site: ☐ S1 ☒ S2 ☐ S3 ☐ S4
 - Groupe: ☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3
- Seismic Coefficients:
 - Zone Acceleration (A): 0,25
 - Importance Factor (I): 1,00
 - Site Coefficient (S): 1,20
 - Period (s): T1 0,10 T2 0,50 T3 2,00
- Behavior and Quality Factors:
 - Behavior Factor: R.x 4.5 R.y 4.5
 - Quality Factor: Qf.x 1.30 Qf.y 1.30

At the bottom, there are two buttons: 'Export Spectrum to Robot' and 'Save Spectrum to File .txt'.

Figure V.18 : Correction du coefficient de comportement

- **Pourcentage d'amortissement critique :**

$$\xi = 10 \%$$

(Tableau 3.6 art 3.3 RPA2024)

Poids total de la structure(W) :

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$w = \sum_{i=1}^n W_i \qquad \mathbf{Wi} = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau V.11: Valeurs du coefficient d'accompagnement W_{Qi} , pour la charge d'exploitation Q

Options de calcul
— □ ×

Types d'analyse
Modèle de structure
Masses
Signe de la combinaison
Résultats - f

Paramètres de la conversion

Convertir les cas 1 ...

Dir. de la masse X ☒ Y ☒ Z ☐

Dir. de la conversion Z -

Ajouter la masse à Masse globale

Coefficient 1

Ajouter Modifier

Cas convertis	Dir. - conversion	Coefficient	Dir. - masses	Cas n°
➔ 1	Z -	1,00	XY	Masse globale
2	Z -	0,30	XY	Masse globale
3	Z -	0,30	XY	Masse globale
4	Z -	0,30	XY	Masse globale
5	Z -	0,30	XY	Masse globale
6	Z -	0,30	XY	Masse globale
7	Z -	0,30	XY	Masse globale
11	Z -	0,60	XY	Masse globale

Supprimer

Figure V.19 : addition de coefficient des charges

Poids total :

$$W = 5367269,92 \text{ KN}$$

Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5367269,92	5367269,92
5367269,92	5367269,92

Figure V.20 : Le Poids total de la structure

❖ **La force sismique statique totale à la base de la structure :**

$$V_x = V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V_x = V_y = 0,85 \times 0,127 \times \frac{5367269,92}{100} = 5793,96 \text{ KN}$$

Avec :

$$A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad \text{si : } T_2 \leq T < T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0,25 \times 1 \times 1,20 \times \left[2,5 \times \frac{1,30}{4,5} \right] \times \frac{0,5}{0,85} = 0,127$$

V.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Tableau V.12 : vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_t \geq 0,8V$	Vérification
Sens X-X	$4317,53 \geq 4635,17$	CNV
Sens Y-Y	$4983,96 \geq 4635,17$	CV

Si $V_t \leq 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) par l'introduction de ce rapport dans notre modélisation :

$$\frac{0,8 \cdot V_{st}}{E_x} = \frac{4635,17}{4317,53} = 1,07$$

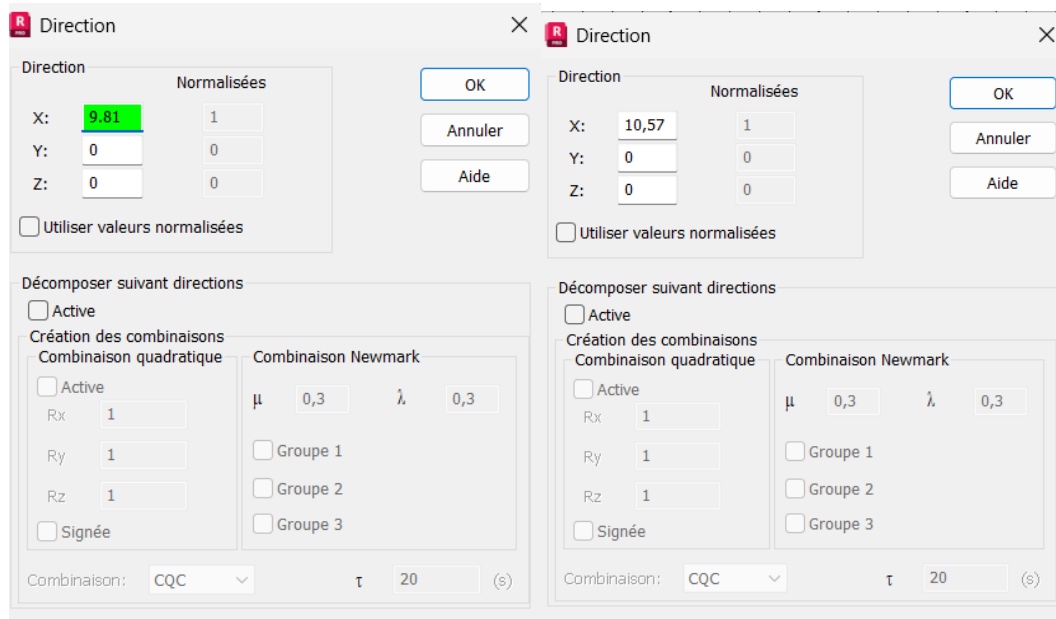


Figure V.21: Corrections le rapport $\frac{0,8 \cdot V}{E}$ suivant directions X

Tableau V.13 : Vérification finale de la résultante des forces sismiques

	$V_t \geq 0.8V$	Vérification
Sens X-X	$4652,02 \geq 4635,17$	CV
Sens Y-Y	$4983,96 \geq 4635,17$	CV

V.8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x

Niveaux	δ_k	Δ_k	h_c	$\Delta_{k_{adm}}$	$\Delta_k < \Delta_{k_{adm}}$
1	0,015615	0,009	3	2,25	CV
2	0,25331	0,146	7	3	CV
3	0,29495	0,17	10,06	2,295	CV
4	0,37823	0,218	13,12	2,295	CV
5	0,46498	0,268	16,18	2,295	CV
6	0,501415	0,289	19,24	2,295	CV
7	0,543055	0,313	22,3	2,295	CV
8	0,56561	0,326	25,36	2,295	CV
9	0,57949	0,334	28,42	2,295	CV
10	0,57949	0,334	31,48	2,295	CV
11	0,57255	0,33	34,54	2,295	CV
12	0,560405	0,323	37,6	2,295	CV
13	0,539585	0,311	40,66	2,295	CV
14	0,55867	0,322	43,72	2,295	CV
15	0,29495	0,17	46,78	2,295	CV

Tableau V.15 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens y

Niveaux	δ_k	Δ_k	h_c	$\Delta_{k_{adm}}$	$\Delta_k < \Delta_{k_{adm}}$
1	0,019085	0,011	3	2,25	CV
2	0,209935	0,121	7	3	CV
3	0,241165	0,139	10,06	2,295	CV
4	0,286275	0,165	13,12	2,295	CV
5	0,334855	0,193	16,18	2,295	CV
6	0,38864	0,224	19,24	2,295	CV
7	0,418135	0,241	22,3	2,295	CV
8	0,438955	0,253	25,36	2,295	CV
9	0,4511	0,26	28,42	2,295	CV
10	0,456305	0,263	31,48	2,295	CV
11	0,452835	0,261	34,54	2,295	CV
12	0,44763	0,258	37,6	2,295	CV
13	0,438955	0,253	40,66	2,295	CV
14	0,393845	0,227	43,72	2,295	CV
15	0,63154	0,364	46,78	2,295	CV

V.9 Vérification au renversement :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a la base, V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : ($F_t = 0.07.T_0.V$),

Où (T_0) Est la période fondamentale de la structure (T : unité en secondes).
Le coefficient 0.07 étant lui exprime en unités s^{-1}).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas ($0.25V$) et sera prise égale à (0 pour $T_0 \leq 0.7s$).

La partie restante de V , soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

$$F_i = \frac{(V - F_t).w_i.h_i}{\sum_{j=1}^n w_j.h_j}$$

Où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_t

h_j : niveau du plancher quelconque

w_i, w_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement.

Stabilité au renversement :

Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1,3.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,3$$

Chapitre V : Étude dynamique et sismique

Tableau V.16 : Vérification au renversement selon X

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	4651,6	3	53672,69	15,56	34,05	835147,0564
2	4640,25	7			827,89	
3	4521,98	10,06			1923,6732	
4	4330,76	13,12			4123,616	
5	4016,46	16,18			3782,5604	
6	3782,68	19,24			4923,7084	
7	3526,77	22,3			5950,978	
8	3259,91	25,36			6972,2248	
9	2984,98	28,42			8383,3316	
10	2690	31,48			10624,1852	
11	2352,51	34,54			14225,6444	
12	1940,65	37,6			20191,2	
13	1403,65	40,66			29338,6296	
14	682,09	43,72			27999,1624	
15	41,67	46,78			1949,3226	
				SOMME	141250,177	OK

Tableau V.17 : Vérification au renversement selon Y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	4983,99	3	53672,69	12.43	42,87	667151,5367
2	4969,7	7			724,36	
3	4866,22	10,06			1726,799	
4	4694,57	13,12			3925,7664	
5	4395,35	16,18			3759,7466	
6	4162,98	19,24			5080,7068	
7	3898,91	22,3			6472,352	
8	3608,67	25,36			8040,8952	
9	3291,6	28,42			9977,9778	
10	2940,51	31,48			12678,2552	
11	2537,77	34,54			16700,7808	
12	2054,25	37,6			22674,304	
13	1451,21	40,66			30989,4256	
14	689,05	43,72			28158,7404	
15	44,98	46,78			2104,1644	
				SOMME	153057,144	OK

V.10 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_l}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad (5.9)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3)

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de **θ_k** , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18: Vérification de l'effet P-Δ sens X

Etage	P(KN)	Δ_{ek} (cm)	$\Delta_{ek} \times R/Qf$ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Verif
1	-52634,9	0,009	0,03123	4651,6	3	0,001177938	CV
2	-48262,8	0,146	0,50662	4640,25	4	0,013173261	CV
3	-44514,5	0,17	0,5899	4521,98	3,06	0,018977108	CV
4	-40768,7	0,218	0,75646	4330,76	3,06	0,023271667	CV
5	-35569,1	0,268	0,92996	4016,46	3,06	0,026913615	CV
6	-31941,3	0,289	1,00283	3782,68	3,06	0,027673142	CV
7	-28278,4	0,313	1,08611	3526,77	3,06	0,028459695	CV
8	-24615,5	0,326	1,13122	3259,91	3,06	0,027914471	CV
9	-20952,7	0,334	1,15898	2984,98	3,06	0,02658598	CV
10	-17289,8	0,334	1,15898	2690	3,06	0,024344043	CV
11	-13627	0,33	1,1451	2352,51	3,06	0,021676517	CV
12	-9964,1	0,323	1,12081	1940,65	3,06	0,018806217	CV
13	-6301,23	0,311	1,07917	1403,65	3,06	0,015831969	CV
14	-2629,49	0,322	1,11734	682,09	3,06	0,01407647	CV
15	-141,13	0,17	0,5899	41,67	3,06	0,006529092	CV

Tableau V.19: Vérification de l'effet P- Δ sens Y

Etage	P(KN)	Δ_{ek} (cm)	$\Delta_{ek} \times R/Q_f$ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Verif
1	-52634,9	0,011	0,03123	4983,99	3	0,001343686	CV
2	-48262,8	0,121	0,50662	4969,7	4	0,010193821	CV
3	-44514,5	0,139	0,5899	4866,22	3,06	0,014418922	CV
4	-40768,7	0,165	0,75646	4694,57	3,06	0,016248873	CV
5	-35569,1	0,193	0,92996	4395,35	3,06	0,017711059	CV
6	-31941,3	0,224	1,00283	4162,98	3,06	0,019489645	CV
7	-28278,4	0,241	1,08611	3898,91	3,06	0,019821516	CV
8	-24615,5	0,253	1,13122	3608,67	3,06	0,019569997	CV
9	-20952,7	0,26	1,15898	3291,6	3,06	0,018767824	CV
10	-17289,8	0,263	1,15898	2940,51	3,06	0,017536043	CV
11	-13627	0,261	1,1451	2537,77	3,06	0,015892612	CV
12	-9964,1	0,258	1,12081	2054,25	3,06	0,014190985	CV
13	-6301,23	0,253	1,07917	1451,21	3,06	0,012457292	CV
14	-2629,49	0,227	1,11734	689,05	3,06	0,009823239	CV
15	-141,13	0,364	0,5899	44,98	3,06	0,012951179	CV

V.11 Conclusion :

Les sections des éléments porteurs après modélisation sont données par les tableaux suivants :

Pour les poutres :

Tableau V.20 : Sections des poutres

	P. principal	P. secondaire
Section (cm ²)	30×40	30×40

Pour les poteaux :

Tableau V.21 : Sections des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)
Sous-sol à RDC	50 × 50
1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	45 × 45
4 ^{ème} étage à 6 ^{ème} étage	40 × 40
7 ^{ème} étage à 9 ^{ème} étage	35 × 35
10 ^{ème} étage à 12 ^{ème} étage	30 × 30

Pour les voiles :

Chapitre V : Étude dynamique et sismique

	Voiles du Contreventement	Voiles Périphériques	Voiles d'ascenseur
L'épaisseur (cm²)	20	15	20

Chapitre VI :

Etude des
éléments
structuraux

VI.1. Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude, vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 2024 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT ».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

La section d'armature finale :

$A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{minBAEL}} ; A_{\text{minRPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

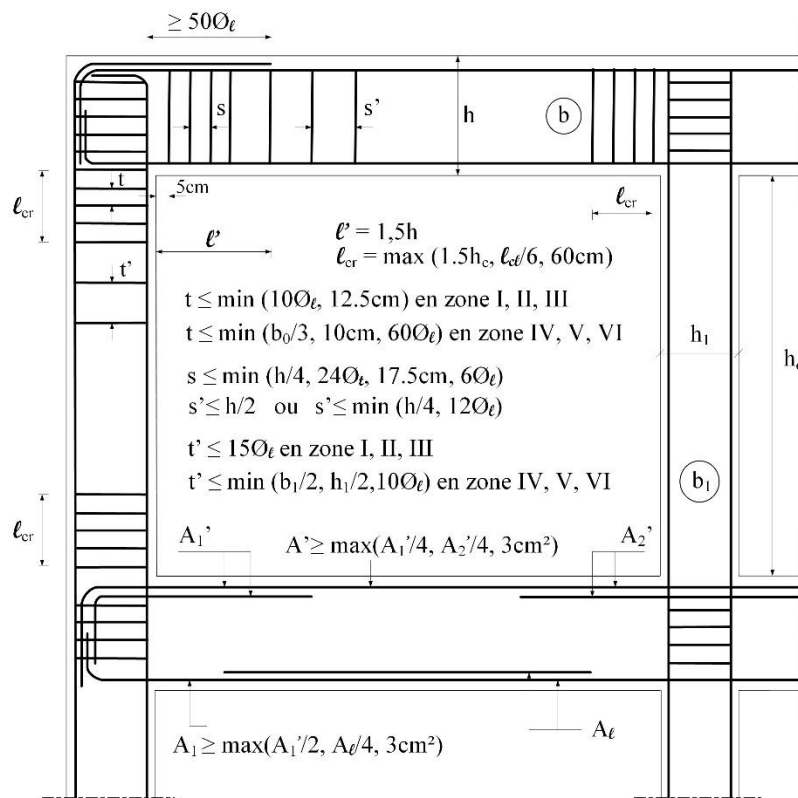
A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 2024 (Art 7.5.2).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% 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, a haute adhérence de diamètre 12 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de : Pour zone V : $(60\phi_l)$
- L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans Les poteaux de rive et d'angle, doit être effectuée avec des crochets à 90°



l_{cl} : longueur libre

l_{cr} : longueur critique

h_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau

l' : longueur critique de la poutre

b_0 : dimension minimal du noyau béton

Figures VI.1 : Dispositions constructives des portiques

VI.2.1 Poutres principales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel ROBOT 2025

Moment fléchissant (KN.m)						Effort tranchant (KN)
En travée			En appuis			189,95
M_u	M_{ser}	M_{acc}	M_u	M_{ser}	M_{acc}	
66,17	48,11	-82,84	-137,70	-100,20	-165,67	
		50,73			101,46	

Tableau VI.1 : Sollicitations de la poutre principale.

VI.2.1.1 ferrailage à l'ELU :

Disposition constrictive :

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de L'appui ou de l'encastrement.

-Le diamètre minimum est de 14 mm

-La longueur minimale des recouvrements est de 60ϕ en zone V.

Ferrailage en travée :

$$M_{tmax} = 66,17 \text{ KN.m}$$

$$h = 40\text{cm}; b = 30 \text{ cm}; c=3 \text{ cm}; d = 36\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,12$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y'a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,16$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,16) = 0,34$$

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc on prend (pivot A)

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{66,17 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,34} \right) \times 10^4 = 5,59 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (5,59 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 5,59 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : 2HA12+3HA12 (5,65 cm²)

Ferraillage en appuis :

$$M_{a \max} = -137,70 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{137,70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,250$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,250 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,250}) = 0,366$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,366) = 0,307$$

$$\mu_{bu} = 0,250 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc on prend (pivot B)

Donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 3,5\text{‰} \times \left(\frac{1 - 0,366}{0,366} \right) = 6,06 \text{ ‰}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 6,06 \text{ ‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{137,70 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,307} \right) \times 10^4 = 12,89 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (12,89 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 12,89 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend : 4HA20 (12,57cm²)

		A_{ELU}	A_{acc}		A_{RPA}	A_{BAEL}
Poutre Principale	Travée	5,59 Cm ²	Sup	6,63	6 cm ²	1,30 cm ²
			Inf.	3,95		
	Appui	12,89 Cm ²	Sup	15,82	6 cm ²	1,30 cm ²
			Inf.	9,03		

Tableau VI.2 : Les résultats de calcul des sections

			Choix des barres	A_{adopte}
Poutre Principal 30*40	En Travée	Sup	3HA20	9,42
		Inf	6HA14	9,24
	En Appui	Sup	6HA20	18,85
		Inf	6HA14	9,24

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales

Vérification pour les poutres principales :

Pourcentage minimal d'après le RPA2024 (7.5.2) :

$$0.5\% (b \times h) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA2024 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_s \text{ max} = 48 \text{ cm}^2$)CV
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 72 \text{ cm}^2$)CV

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 6.00 \leq 9.24 \text{CV}$$

Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \phi_l) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.6)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1.14 ; 3 ; 1.6)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le RPA2024 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de :

$$A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$$

Pour la zone nodale :

$$S \leq \text{min} (h/4 ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l)$$

$$S \leq \text{min} (40/4 ; 24 \times 0.8 ; 17.5 ; 6 \times 1.6)$$

$$S \leq \text{min} (10 ; 19.2 ; 17.5 ; 9.6) \Rightarrow S \leq 9.6 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 9 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 9 \times 30 = 0.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}$

VI.2.1.2 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{189,95}{300 \times 360} = 1,75\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1,75 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes :

Moment service travée	M_t	48,18 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} by^2 - 15A_{st}(d - y) = 0$	$y = 10,18 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta A_{st}(d - y)^2$	$I = 14837,82 \text{ cm}^2$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 3,30 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M \cdot (d - y)}{I}$	$\sigma_{st} = 134,1 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le Béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6. f_{c28}$	$3,30 \leq 15 \text{ CV}$
Vérification de contrainte dans L'acier	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e / \delta_s$	$134,1 \leq 348 \text{ CV}$

Tableau VI.4: Vérification des contraintes à ELS (travée)

Moment service appui	M	-100,20 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} by^2 - 15A_{st}(d - y) = 0$	$y = 14,00 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta A_{st}(d - y)^2$	$I = 34347,65 \text{ cm}^2$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M \cdot (d - y)}{I}$	$\sigma_{st} = 102,7 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le Béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6. f_{c28}$	$4,08 \leq 15 \text{ CV}$
Vérification de contrainte dans L'acier	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e / \delta_s$	$102,7 \leq 348 \text{ CV}$

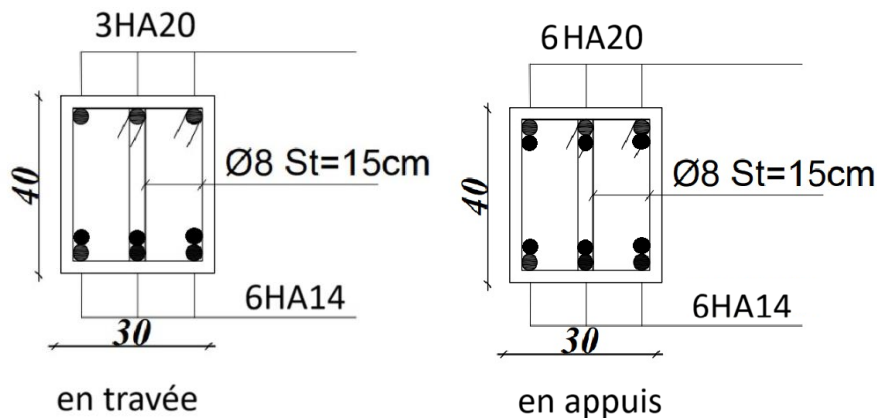
Tableau VI.5: Vérification des contraintes à ELS (appui)

VI.2.1.3 vérifications de la flèche :

Condition 01	$h/l \geq 1/16$	$h/l = 0,084$	$1/16 = 0,0625$	CV
Condition 02	$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	$A_s/b.d = 0,007$	$4,2/f_e = 0,0105$	CV
Condition 03	$h/l \geq M_t/10M_0$	$h/l = 0,084$	$M_t/10M_0 = 0,084$	CV

Tableau VI.6: Vérification de la flèche

VI.2.1.4 Schéma de ferrailage :



Figures VI.2 : Schéma du ferrailage de la poutre principale

VI.2.2 Les poutres secondaires :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (30 × 35). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2024.

Moment fléchissant (KN.m)						Effort tranchant (KN)
En travée			En appuis			181,74
M_u	M_{ser}	M_{acc}	M_u	M_{ser}	M_{acc}	
58,75	42,57	-61,01	-79,19	-57,15	-122,02	
		47,48			94,95	

Tableau VI.7 : Les sollicitations de la poutre secondaires la plus sollicité.

VI.2.2.1 ferrailage à l'ELU :

Disposition constrictive :

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de L'appui ou de l'encastrement.
- Le diamètre minimum est de 14 mm

-La longueur minimale des recouvrements est de 60ϕ en zone V.

Ferraillage en travée :

$$M_{tmax} = 58,75 \text{ KN.m}$$

$$h = 40\text{cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 36\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58,75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,107$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,107 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,107}) = 0,142$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,142) = 0,340$$

$$\mu_{bu} = 0,107 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot A)}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{58,75 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,340} \right) \times 10^4 = 4,97 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (4,97 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 4,97 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend :

Ferraillage en appuis :

$$M_{a\max} = -79,19 \text{ KN.m}$$

$$h = 40\text{cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 36\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79,19 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,144$$

Avec :

$$\mu_{bu} = 0,144 < \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,195$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,195) = 0,331$$

$$\mu_{bu} = 0,144 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot A)}$$

Donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{79,19 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,331} \right) \times 10^4 = 6,87 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{st}) = (6,87 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) = 6,87 \text{ cm}^2$$

Donc pour le choix des barres on prend :

		A_{ELU}	A_{acc}		A_{RPA}	A_{BAEL}
Poutre Secondaire	Travée	4,97 Cm ²	Sup	5,17	6 cm ²	1,30 cm ²
			Inf.	3,98		
	Appui	6,87 Cm ²	Sup	11,07	6 cm ²	1,30 cm ²
			Inf.	8,37		

Tableau VI.8 : résultats de calcul des sections

			Choix des barres	A_{adopte}
Poutre Secondaire 30*40	En Travée	Sup	3HA16	6,03
		Inf.	6HA14	9,24
	En Appui	Sup	6HA16	12,06
		Inf.	6HA14	9,24

Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres secondaires

Vérification pour les poutres secondaires :

Pourcentage minimal d'après le RPA2024 (7.5.2) :

$$0.5\% (b \times h) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA2024 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_s \text{ max} = 48 \text{ cm}^2$)CV
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 72 \text{ cm}^2$)CV

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 6.00 \geq 3,98 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc on prend :

$$A = A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}16 (6,03 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \phi_l) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.6)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1.14 ; 3 ; 1.6)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le RPA2024 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de :

$$A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$$

Pour la zone nodale :

$$S \leq \text{min} (h/4 ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l)$$

$$S \leq \text{min} (40/4 ; 24 \times 0.8 ; 17.5 ; 6 \times 1.6)$$

$$S \leq \text{min} (10 ; 19.2 ; 17.5 ; 9.6) \Rightarrow S \leq 9.6 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 9 \text{ cm}$.

$$At \geq 0.3\% \times 9 \times 30 = 0.81 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Pour la zone courante :

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

$$At \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}$

VI.2.2.2 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{181,74}{300 \times 360} = 1,68 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,68 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes :

Moment service travée	M	42, 57KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2} by^2 - 15A_{st}(d - y) = 0$	$y = 9,66 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta A_{st}(d - y)^2$	$I = 12943.95 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = M \times y / I$	$\sigma_{bc} = 3,16$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \eta \cdot M \cdot (d - y) / I$	$\sigma_{st} = 138,92$
Vérification de contrainte dans le Béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$	$3,16 \leq 15 \text{ CV}$
Vérification de contrainte dans L'acier	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e / \delta_s$	$138,92 \leq 348 \text{ CV}$

Tableau VI.10: Vérification des contraintes à ELU.

Moment service travée	M	57, 15KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{1}{2}by^2 - 15A_{st}(d - y) = 0$	$y = 10,99 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta A_{st}(d - y)^2$	$I = 24442,35 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 2,57$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot M \cdot (d - y)}{I}$	$\sigma_{st} = 93,56$
Vérification de contrainte dans le Béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$	$2,57 \leq 15 \text{ CV}$
Vérification de contrainte dans L'acier	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$93,56 \leq 348 \text{ CV}$

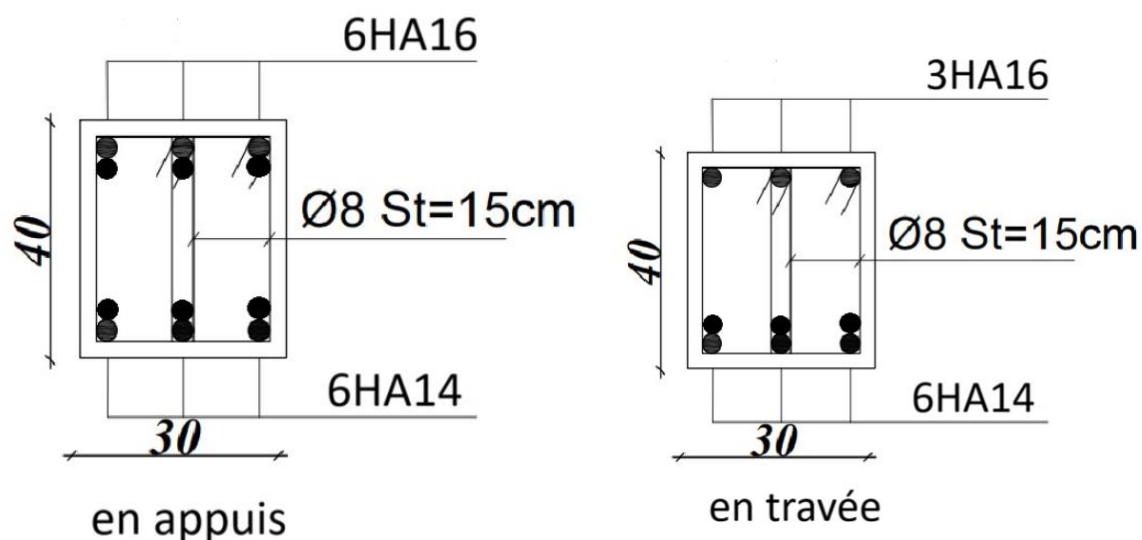
Tableau VI.11: Vérification des contraintes à ELS

VI.2.2.3 vérifications de la flèche :

Condition 01	$h/l \geq 1/16$	$h/l = 0,084$	$1/16 = 0,0625$	CV
Condition 02	$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	$A_s/b.d = 0,007$	$4,2/f_e = 0,0105$	CV
Condition 03	$h/l \geq M_t/10M_0$	$h/l = 0,084$	$M_t/10M_0 = 0,084$	CV

Tableau VI.12: Vérification de la flèche

VI.2.2.4 Schéma de ferrailage :



Figures VI.3 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaires

VI.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$$

Avec :

- N_{max} : Effort normal maximum.
- N_{min} : Effort normal minimum.
- M_{max} : Moment maximum.

Caractéristiques des matériaux :

Béton : $F_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$

Acier : $F_{eE} 500 \text{ MPa}$

VI.3.1 Combinaison de calcul :

Situation durable (Selon le règlement BAEL91/99) :

- États limites ultimes : $1.35G + 1.5Q$
- États limites services : $G + Q$

Situation accidentelle (Selon RPA2024) :

17 : Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
18 : Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
19 : Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
20 : Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
21 : Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
22 : Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
23 : Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
24 : Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

VI.3.2 Recommandations du RPA2024 :

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de :

1.0% en zones IV, V et VI

Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

8% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de : 12 mm

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de : $60\phi_l$ en zones V

Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre

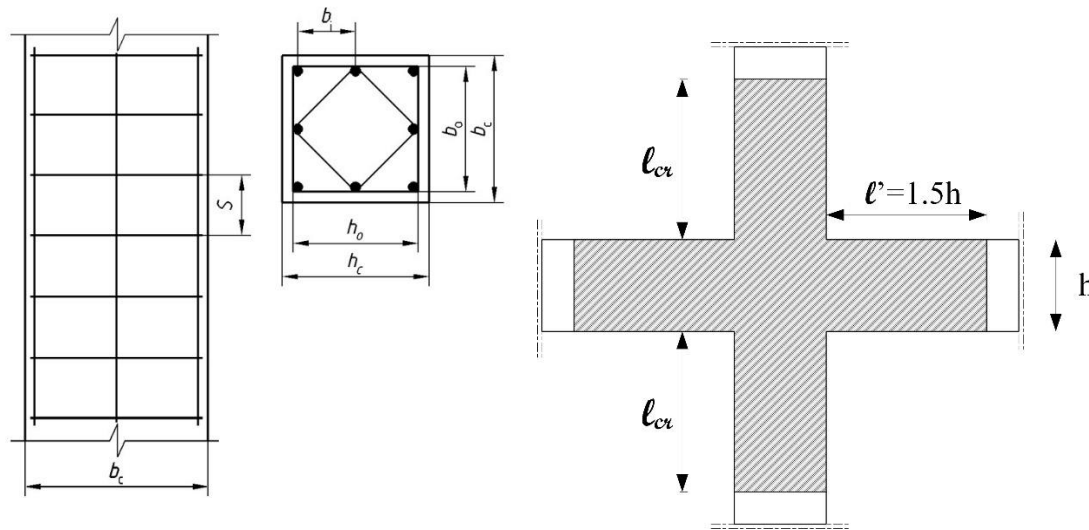
Dans les zones critiques des poteaux, des armatures, à haute adhérence, de confinement et des étriers d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments (poutres et poteaux) qui y concourent les longueurs à prendre en compte, pour chaque barre,

La longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $(5\phi_l)$ de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud,

pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques.



Figures VI.4: d'armatures longitudinales et de la zone nodale

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_c \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

v_u : effort tranchant de calcul

h_c : 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 dont la valeur est déterminée par

Dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \min \left(b_0 / 3 ; 10 \text{ cm} ; 60 \phi_l \right) \text{ Pour la zone V}$$

Avec :

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$\emptyset_l$: diamètre minimal des barres longitudinales

Dans la zone courante :

$t' \leq \min \left(b_1/2; h_1/2; 10\emptyset_l \right)$ Pour la zone V

Où : $\emptyset_l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\left(\frac{A_t}{t.b_1} \right)$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a ; b : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée ;

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de $(10\emptyset_t)$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset$ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c f_{c28}} \leq 0,35$$

Sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite,

$$\bar{\tau}_{bu} : \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

où : ρ_d est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 ; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

VI.3.3 Sollicitations de calcul sur poteaux :

	Sous-sol (50 × 50)			RDC (50 × 50)		
ELU (N_{max} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	2787,85 KN	1,15 KN.m	18,02 KN.m	1774,09 KN	1,56 KN.m	70,65 KN.m
ACC1 (M_{Ymax} ; N_{corr} ; M_{Zcorr})	2223,38 KN	77,45 KN.m	7,58 KN.m	2459,31 KN	156,42 KN.m	30,03 KN.m
ACC2 (M_{Zmax} ; N_{corr} ; M_{Ycorr})	2523,65 KN	19,45 KN.m	79,22 KN.m	2413,83 KN	47,44 KN.m	119,98 KN.m
ACC3 (N_{min} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	7,25 KN	34,23 KN.m	-30,40 KN.m	8,76 KN	53,33 KN.m	-35,41 KN.m

Tableau VI.13 : Sollicitation poteaux RDC + sous-sol

	Etag 1,2,3 (45×45)			Etag 4,5,6 (40 × 40)		
ELU (N_{max} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	1526,46 KN	4,96 KN.m	17,62 KN.m	1100,41 KN	12,09 KN.m	9,29 KN.m
ACC1 (M_{Ymax} ; N_{corr} ; M_{Zcorr})	97,46 KN	127,54 KN.m	47,01 KN.m	713,11 KN	109,11 KN.m	48,48 KN.m
ACC2 (M_{Zmax} ; N_{corr} ; M_{Ycorr})	155,78 KN	65,18 KN.m	87,74 KN.m	617,90 KN	38,09 KN.m	93,88 KN.m
ACC3 (N_{min} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	2,86 KN	56,79 KN.m	-19,22 KN.m	4,37 KN	47,06 KN.m	-1,97 KN.m

Tableau VI.14 : Sollicitation étage (1,2,3) et (4,5,6)

	Etage 7,8,9 (35×35)			Etage 10,11,12 (30 × 30)		
ELU (N_{max} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	677,04 KN	28,80 KN.m	4,81 KN.m	313,07 KN	22,61 KN.m	4,38 KN.m
ACC1 (M_{Ymax} ; N_{corr} ; M_{Zcorr})	325,49 KN	90,56 KN.m	36,10 KN.m	137,06 KN	62,72 KN.m	16,46 KN.m
ACC2 (M_{Zmax} ; N_{corr} ; M_{Ycorr})	352,39 KN	34,30 KN.m	74,27 KN.m	46,56 KN	24,57 KN.m	52,39 KN.m
ACC3 (N_{min} ; M_{Ycorr} ; M_{Zcorr})	0,80 KN	-0,57 KN.m	-73,71 KN.m	0,54 KN	23,08 KN.m	-35,05 KN.m

Tableau VI.15 : Sollicitation étage (6,7,8) et (9,10,11)

VI.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

Suivant BAEL91/99 :

Pour des fissurations peu préjudiciables :

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$$

Poteaux	T(KN)	b ₀ (m)	d(m)	τ (Mpa)	τ̄ (Mpa)	Verif
(50 × 50)	77,86	0.50	0,45	0,35	3,33	CV
(45 × 45)	58,32	0.45	0,405	0,32	3,33	CV
(40 × 40)	46,60	0.40	0,36	0,32	3,33	CV
(35 × 35)	38.20	0.35	0,315	0,35	3,33	CV
(30 × 30)	34,43	0.30	0,27	0,43	3,33	CV

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes de cisaillement suivant BAEL91/99

Suivant RPA2024 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

où : ρ_d est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 ; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Poteaux	T (KN)	b_0 (m)	d (m)	τ (Mpa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Verif
(50 × 50)	77,86	0.50	0,45	0,35	1,875	CV
(45 × 45)	58,32	0.45	0,405	0,32	1,875	CV
(40 × 40)	46,60	0.40	0,36	0,32	1,875	CV
(35 × 35)	38.20	0.35	0,315	0,35	1,875	CV
(30 × 30)	34,43	0.30	0,27	0,43	1,875	CV

Tableau VI.17: Vérification des contraintes de cisaillement suivant RPA2024

VI.3.5 Calcul du ferrailage :

Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \quad ; \quad e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) \quad ; \quad e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}}\right)$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

$$M_u = N_u(e_1 + e_a + e_2)$$

VI.3.5.1 Exemple de calcul :

Exemple de calcul sur les poteaux de : sous-sol avec la section de
(50 × 50) cm² :

1^{er} Cas :

Sens-y-y :

$$N_{max} = 2787,85$$

$$M_{Ycorr} = 1,15$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,15}{2787,85} = 4,12 \times 10^{-4}m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5)

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max(2cm; 1,2cm) = 0.02m$$

$$e = e_1 + e_a = 2 + 0.0412 = 2,0412cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \times \frac{e}{h}\right) = \frac{2,1}{0,5} \leq \max\left(15; 20 \times \frac{0,02}{0,5}\right)$$

$$4,2 \leq 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,1^2}{10^4 \times 0,5} (2 + 2 \times 0,53) = 0,0081$$

$$\text{Avec : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{1,15}{1.5 \times 0,81}\right) = 0,53$$

Excentricité totale :

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 2,04 + 0,81 = 2,85 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0)\left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 500 \times 500 \times 14,2 = 3550 \text{KN}$$

$$M_2 = (2787,85 - 3550) \left(\frac{0,5}{2} - 0,05 \right) \Rightarrow M_u = 2787,85 \times 0,0285 = 79,45 \quad CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0,337h - 0,81d')N_0 > M_u$$

$$M_3 = 2787,85 \left(\frac{0,5}{2} - 0,05 \right) - (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05)3550 > M_u$$

$$M_3 = 103,17 > M_u = 79,45 \quad CV$$

$$M_{ua} = M_y + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,15 + 2787,85(0,45 - 0,25) = 558,72 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{558,72 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,389 \leq \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,389}) = 0,645$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,645) = 0,334$$

$$\mu_{bu} = 0,392 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{Donc on prend (pivot B)}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{558,72 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,334} \right) \times 10^4 = 48,09 \text{cm}^2$$

Sens z-z :

$$N_{max} = 2787,85 \text{KN}$$

$$M_{Zcorr} = 18,02 \text{KN.m}$$

$$M_{ua} = M_z + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,15 + 2787,85(0,45 - 0,25) = 575,59 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{575,59 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,401 \leq \mu = 0,392$$

Donc il y'a des armatures comprimées $A_{sc} \neq 0$

Alors :

$$M_l = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \cdot 0,50 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17 = 0,562 = 562,24 \text{ KN.m}$$

On prend le pivot B :

$$\beta_l = 1 - 0,4\alpha_l = 0,740$$

$$A_{su} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_l}{\beta_l \cdot d} + \frac{M_{ua} - M_l}{d - d'} \right)$$

$$A_{su} = \frac{1}{347,82} \left(\frac{562,24 \times 10^{-3}}{0,740 \cdot 0,45} + \frac{(575,59 - 562,224) \times 10^{-3}}{0,45 - 0,05} \right) \times 10^4$$

$$A_{su} = 49,50 \text{ cm}^2$$

2^{eme} Cas :

Sens y-y :

$$N_{cor} = 2223,38$$

$$M_{Ymax} = 77,45$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{77,45}{2223,38} = 3,48 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5)

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a = 2 + 0,348 = 2,348 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \times \frac{e}{h} \right) = \frac{2,1}{0,5} \leq \max \left(15; 20 \times \frac{0,0235}{0,5} \right)$$

$$4,2 \leq 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,1^2}{10^4 \times 0,5} (2 + 2 \times 0,65) = 0,0087$$

$$\text{Avec : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{77,45}{1,5 \times 55,23} \right) = 0,65$$

Excentricité totale :

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 2,35 + 0,87 = 3,22 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 500 \times 500 \times 14,2 = 3550 \text{ KN}$$

$$M_2 = (2223,38 - 3550) \left(\frac{0,5}{2} - 0,05 \right) = -265,32 \text{ KN.m} \Rightarrow$$

$$M_u = 2223,38 \times 0,0322 = 71,59 \text{ KN.m} \quad CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0,337h - 0,81d') N_0 > M_u$$

$$M_3 = 2223,38 \left(\frac{0,5}{2} - 0,05 \right) - (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) 3550 > M_u$$

$$M_3 = 85,30 > M_u = 71,95 \quad CV$$

Le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$\begin{aligned} M_{ua} &= M_u + N_{corr} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 77,45 + 2223,38(0,45 - 0,25) \\ &= 522,36 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{522,36 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,364 \leq \mu = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,364} \right) = 0,598$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,598) = 0,342$$

$$\mu_{bu} = 0,392 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc on prend (pivot B)

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{522,36 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,342} \right) \times 10^4 = 43,91 \text{ cm}^2$$

sens z-z :

$$N_{cor} = 2523,65$$

$$M_{zmax} = 79,22$$

$$A_{st} = 45,26 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max (A_{calcul}, (A_{BAEL}, A_{Rpa}))$$

La section des armatures longitudinale :

$$A_{calcul} = 49,50 \text{ cm}^2$$

2. Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_u(\text{Min}) = \max (0,2\% \cdot B ; 4\% \cdot P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u(\text{Min}) = \max [0,2\% (40 \times 40) ; 4\% 200].$$

$$A_u(\text{Min}) = \max (5 \text{ cm}^2 ; 8 \text{ cm}^2).$$

$$A_u(\text{Min}) = 8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_u (\text{max}) = 5 \% B = 125 \text{ cm}^2.$$

2. Selon l'RPA 2024 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\text{Min}) = 1\% B = 0.01 (50 \times 50)$$

$$A_u(\text{Min}) = 20 \text{ cm}^2$$

VI.3.5.2 Les résultats des ferraillages :

Les résultats des ferraillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

NIVEAU	Section des poteaux	$A_{calculé}$	A_{min}	Choix des armatures	A_{adopte}
Sous-sol	(50× 50)	49,50cm ²	25 cm ²	12HA25	58 ,91
RDC	(50× 50)	49,90cm ²	25 cm ²	12HA25	58 ,91
Etage 1,2,3	(45× 45)	47,70 cm ²	20,25cm ²	12HA25	58 ,91
Etage 4,5,6	(40× 40)	38,69 cm ²	16 cm ²	8HA25	39,27
Etage 7,8,9	(35× 35)	18,14 cm ²	12,25cm ²	8HA20	25 ,13
Etage 10,11,12	(30× 30)	9,78 cm ²	9 cm ²	8HA14	12,32

Tableau VI.18 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Section armature salon le RPA2024 :

$$A_{min} = 1\% \times b \times a$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{max} = 8\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

Section d'armature selon BAEL91 :

La section d'acier minimale :

$$A_{min} = \max (4\text{cm de périmètre} ; 0.2 \times \frac{B}{100})$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 et BAEL91 concernant Notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

Niveaux	Section (cm ²)	$A_{\min BAEL}$ (cm ²)	$A_{\max BAEL}$ (cm ²)	$A_{\min RPA}$ (cm ²)	$A_{\max RPA}$ (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol Et RDC	(50× 50)	8	125	25	100	200
Etage 1,2,3	(45× 45)	7,2	101.25	20,25	81	162
Etage 4,5,6	(40× 40)	6,4	80	16	64	128
Etage 7,8,9	(35× 35)	5,6	61.25	12,25	49	98
Etage 10,11,12	(30× 30)	4,8	45	9	36	72

Tableau VI.19 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	V_u (KN)	Zone	t (cm)	Choix Des Barres
Sous-sol	(50× 50)	2,1	4,2	3,75	56,36	N	10	11Ø10
						C	15	8Ø10
RDC	(50× 50)	2,8	5,6	2,5	77,86	N	10	11Ø10
						C	15	14Ø10
Etage 1,2,3	(45× 45)	2,14	4,75	3,75	58,32	N	10	11Ø10
						C	15	8Ø10
Etage 4,5,6	(40× 40)	2,14	5,35	2,5	46,60	N	10	11Ø10
						C	15	8Ø10
Etage 7,8,9	(35× 35)	2,14	6,11	2,5	38,20	N	10	11Ø8
						C	15	8Ø8
Etage 10,11,12	(30× 30)	2,14	7,13	2,5	34,43	N	10	11Ø6
						C	15	8Ø6

Tableau VI.20: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Conformément aux règles du RPA 2024 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max} = 8 \geq \frac{12}{3} = 4 \quad CV$$

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 2024 (Art 7.4.2) est de $60 \phi_l$ en zone V

$$l_r = 60 \phi_l$$

$$\phi_l = 12 \text{ mm.}$$

$l_r = 1.2 \times 60 = 72 \text{ cm}$; alors on adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du sous-sol, avec une longueur de $l_0 = 3 \text{ m}$ et un effort normal égal

$$N_u = 2787,85 \text{ KN} \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 14,55 > 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$$

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

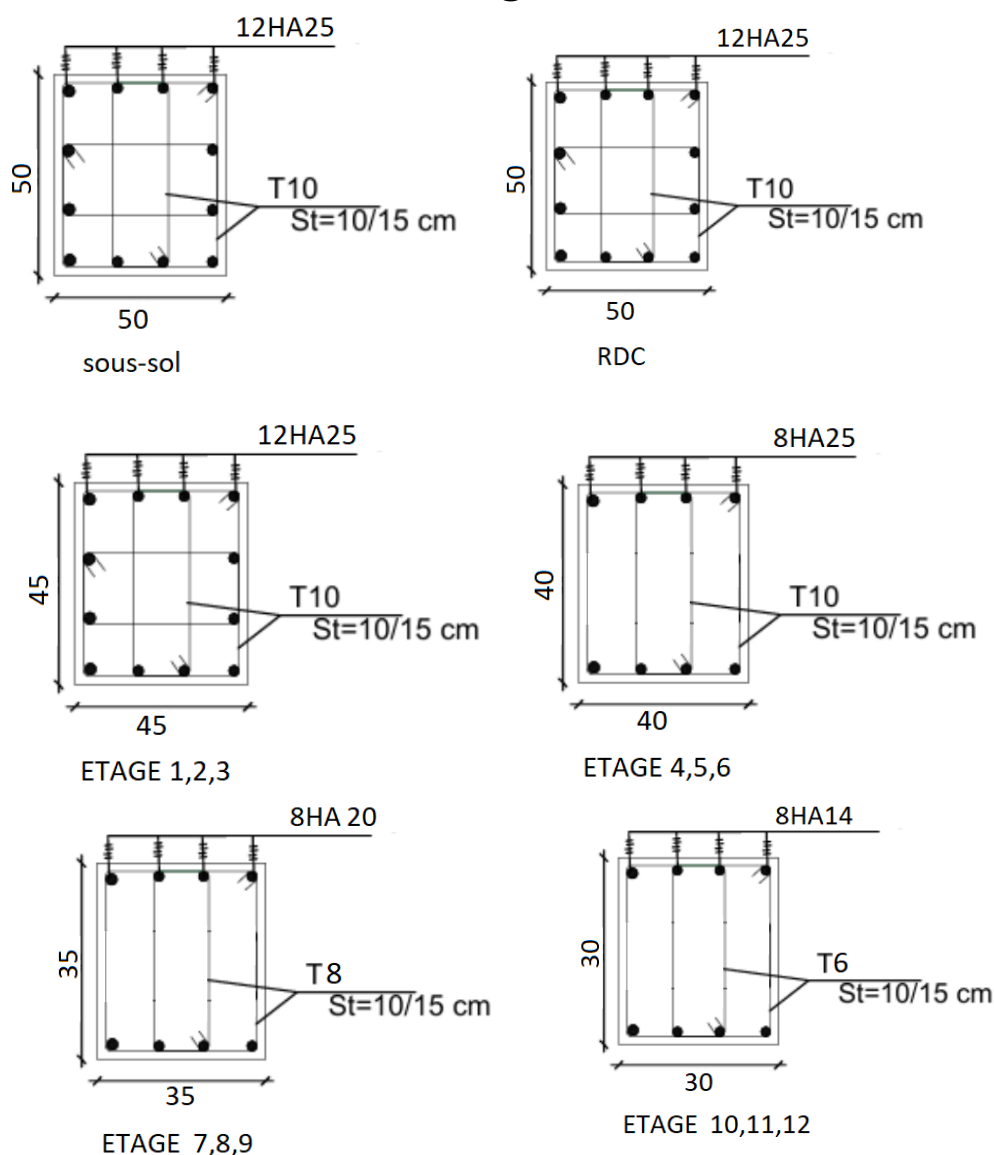
$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 0,23 \text{ m}^2$$

$$A = 49,50 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \bar{N} &= \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{0,23 \times 10^6 \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + 4950 \frac{400}{1,15} \right] \\ &= 4904,42 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$N_u = 2787,85 \text{ KN} \leq \bar{N} = 4904,42 \text{ KN}$$

VI.3.5.3 Schéma de ferrailage :



Figures VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux

VI.4 voiles :

VI.4.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA2024 :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [4]

Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [4]

Règles communes :

a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5b_w; 25\text{cm})$$

$$St \leq 25 \text{ cm}$$

Avec : (b_w : l'épaisseur de voile)

a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingle au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w / 10$.

c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

$60\phi_l$: pour les barres situées dans les zones IV, V, VI.

VI.4.2 combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

$$1.35 G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

Selon le RPA 2024 :

17	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
18	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
19	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
20	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
21	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
22	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
23	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
24	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

Nous utilisons les combinaisons du RPA2024 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par « ROBOT ».

Sollicitations normales :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,4$$

$$N_d \leq 0,4 \cdot B_c \cdot f_{cj}$$

$$N_d \leq 0,4 \times 4750 \times 200 \times 25/1000$$

$$N_d \leq 9500 \text{KN}$$

Depuis le logiciel robot on a :

$$N_d = -1131,09 \leq 9500 \text{ KN}$$

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

$$\bar{v} = 1,4 \cdot v_u$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} \leq 0,2 f_{c28}$$

Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage):

Les voiles élancés correspondent à ($\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$) le diagramme de moment fléchissant de calcul, *en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_w = 40,72 \text{ m} ; L_{w.} = 4.75 \text{ m} \Rightarrow \frac{h_w}{L_{w.}} = \frac{40.72}{4.75} = 8.57 \geq 2.00$$

$\Rightarrow$ voiles élancés

1.5 évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile :

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) = \max(4.75; 6.78)$$

Donc on prend : $h_{cr} = 6.78 \text{ m}$

Avec :

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 * l_w \\ he \text{ pour } n \leq 6 \text{ niv} \\ 2 * he: \text{pour } n \geq 6 \text{ niv} \end{array} \right\}$$

$$6.78 \leq \left\{ \begin{array}{l} 9.5 \\ 2 * 4 = 8 \end{array} \right\} \quad CV$$

VI.4.2 ferrailages des voiles de la zone critique :

VI.4.2.1 enveloppe du diagramme des moments fléchissant :

D'après le nouveau règlement parasismique algérien 2024 la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.

- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs

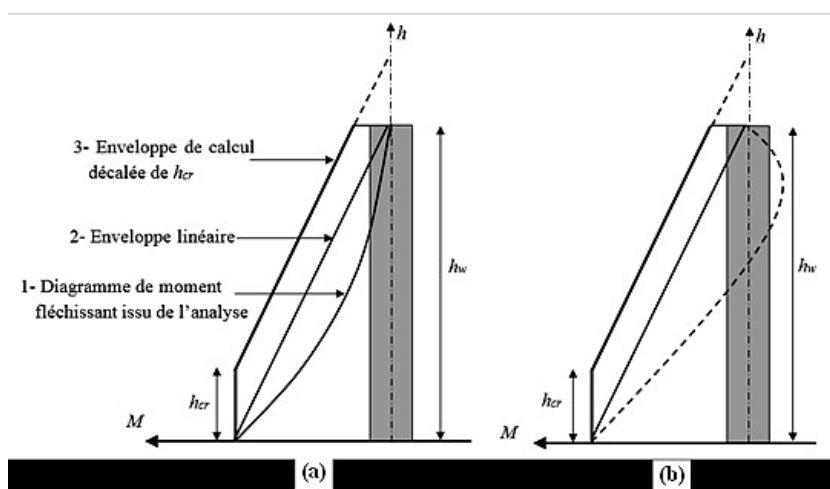
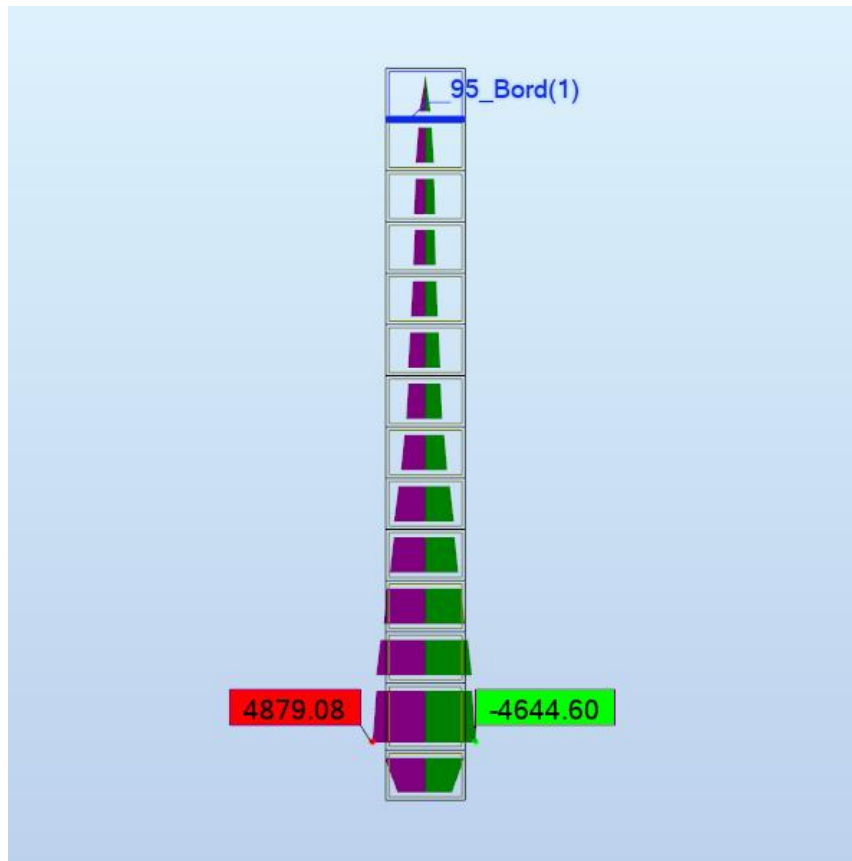


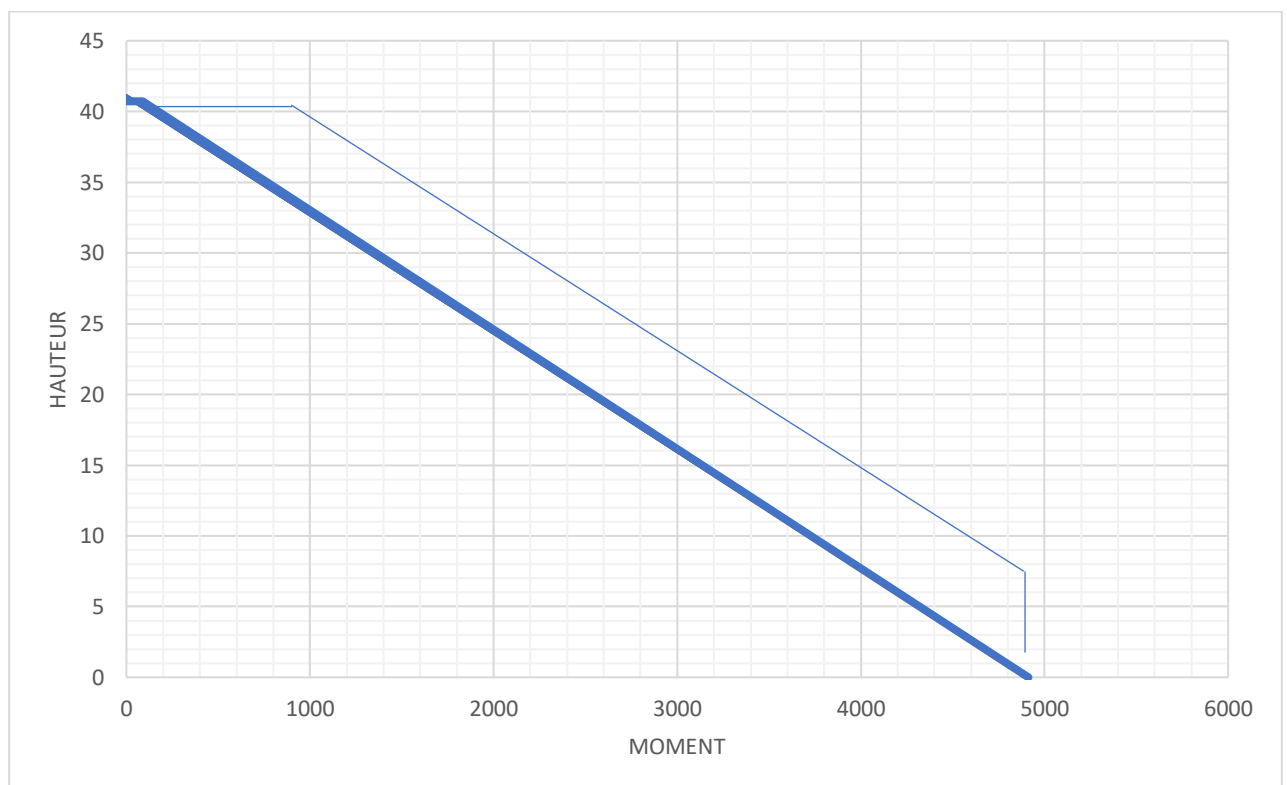
Figure VI.6: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs



Figures VI.7 : Enveloppe des combinaisons accidentel depuis le ROBOT



VI.4.2.2 dimensionnement des elements de rives:

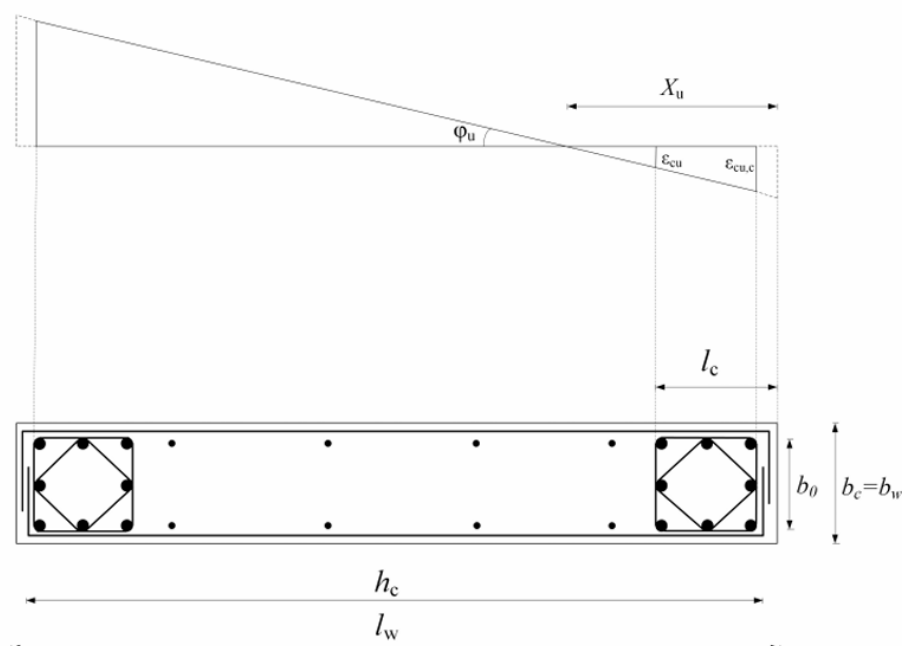


Figure VI.8: Eléments de rive pour les voiles

Conditions géométrique :

$$l_c = \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

l_w : longueur du voile

b_w : largeur du l'âme

$$l_c = \max(0.15 \times 4.75, 1.5 \times 0.20)$$

$$l_c = \max(0.7125 ; 0.3)$$

$$l_c = 0.7125m^2 = 71.25cm^2$$

Epaisseur confinée (b_c) : $B_0 = 15cm$

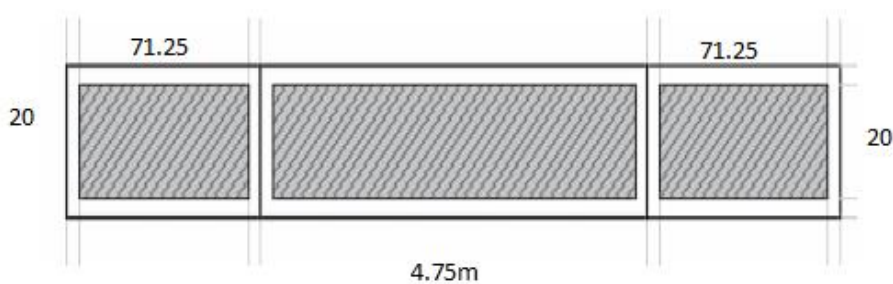


Figure VI.9 : zone confinée

VI.4.3 ferrailages des éléments de rives :

VI.4.3.1 armatures longitudinales :

Surfaces des armatures longitudinales calculées à la flexion composée :

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]
77/ 56-58/ 17 (C)	-1131,09	4912,30
77/ 56-58/ 18 (C)	-924,05	2719,56
77/ 56-58/ 19 (C)	-1413,75	4145,47
77/ 56-58/ 20 (C)	-1866,25	163,48
77/ 56-58/ 21 (C)	-1481,75	-3908,74
77/ 56-58/ 22 (C)	-1029,25	73,25
77/ 56-58/ 23 (C)	-1764,41	-4675,57
77/ 56-58/ 24 (C)	-1971,45	-2482,83

$$M = 4912,30 \text{ kN.m}, N = -1131,09 \text{ kN} \Rightarrow A_v = 16.02 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal longitudinal : $\geq 0.5 \%$ de la surface de la zone confinée :

$$A_{vmin} \geq 0.5\% \times lc \times B_0$$

$$A_{vmin} \geq 0.5\% \times 7.125 \times 15 = 7.125 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures choisies $A_v = 16.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$

R_q : La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

Le diamètre minimal des armatures longitudinales $\geq 12 \text{ mm}$.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

- Espacement vertical armatures confinement (S_t) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{B_0}{3}, 12.5 \text{ cm}, 6 \phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(5, 12.5 \text{ cm}, 96)$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

- Section minimale des armatures de confinement :

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions

$$A_t \geq 0.09 \cdot S_t \cdot B_0 \cdot \frac{f_{28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot S_t \cdot B_0 \left(\frac{A_c}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.09 \cdot 5 \cdot 15 \cdot \frac{25}{400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot 5 \cdot 15 \left(\frac{20 \times 71.25}{15 \times 66.25} - 1 \right) \cdot \frac{25}{400} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures choisis :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

VI.4.4 ferrailages de l'âme :

VI.4.4.1 aciers verticaux :

$$8 \text{ mm} \leq \phi l \leq \frac{B_w}{8}$$

$$8 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \leq \frac{200}{8}$$

$$8 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

Choix ϕ : 12 mm

Espacement maximal :

$$S_{vmax} \leq \min(1.5 \times B_w, 250 \text{ mm}, 25\phi \text{ min})$$

$$S_{vmax} = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 20 cm

R_q : Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0.2%

$$A_{svmin} = 0.2\% \times 20 \times 20$$

$$A_{svmin} = 0.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 6HA12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On prend la valeur maximale en valeur absolue :

TRy [kN]
520,82
300,21
425,82
-16,45
-426,15
16,12
-521,15
-300,55

$$\bar{v} = 1,4. v_u = 1,4 \times 521,15 = 729.61 \text{ kn}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{721.61 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 4.75} \leq 0.2 f_{c28}$$

$$1.13 \text{ Mpa} \leq 5 \text{ Mpa} \dots \text{cv}$$

VI.4.4.2 aciers horizontaux :

- Espacement maximal :

$$S_{hmax} \leq \min(1.5 \times B_w, 250 \text{ mm})$$

$$S_{hmax} \leq \min(300 \text{ mm}, 250 \text{ mm})$$

$$S_{hmax} = 25 \text{ cm}$$

Le ferrailage nécessaire pour la Résistance à l'effort tranchant :

$$\frac{A_H}{S} \geq \frac{\bar{v}}{Z \times f_e}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales

$\bar{v}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{v} = 1,4. v_u$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées
Z=403.74

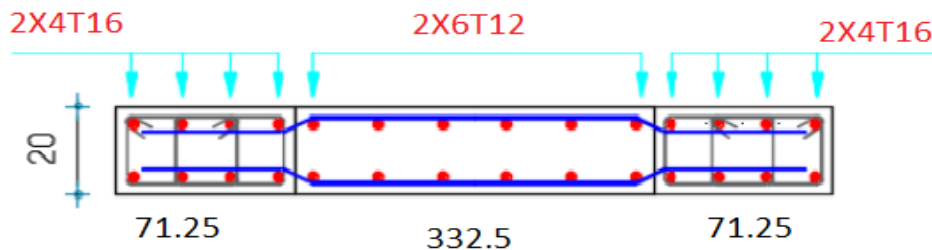
$$A_H \geq \frac{\bar{v} \times S}{Z \times f_e} = A_H \geq \frac{721.61 \times 25}{403.74 \times 400} = 0.11 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0.2%.

$$A_{hvmin} = 0.2\% \times 25 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 6 \text{ HA12} = 13.57 \text{ cm}^2$$

VI.4.5 Schéma de ferrailage :



Figures VI.10: ferrailage des voiles.

Chapitre VII :

Etude de
l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations constituent les éléments structuraux chargés d'assurer la transmission des efforts de l'ouvrage vers le sol support. Ces efforts comprennent principalement :

- Un effort normal correspondant aux charges permanentes et aux surcharges verticales centrées ;
- Une force horizontale provenant notamment des actions sismiques ;
- Un moment variable pouvant agir dans différents plans.

Les fondations peuvent être classées selon leur mode d'exécution ainsi que leur capacité à résister aux sollicitations extérieures en deux grandes catégories :

A. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées lorsque le sol possède une capacité portante suffisante à faible profondeur. Ce type de fondation est réalisé près de la surface du terrain, comme les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers.

B. Fondations profondes :

Elles sont adoptées lorsque les couches superficielles du sol présentent une faible capacité portante et que le sol résistant se situe à une profondeur importante. Parmi ces fondations figurent les pieux et les puits.

VII.2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui

Nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend à la fois de la nature de la superstructure et des caractéristiques géologiques et topographiques du terrain d'implantation.

Ce choix doit prendre en considération plusieurs critères essentiels, notamment :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La simplicité et les conditions d'exécution ;
- L'aspect économique du projet ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance et les charges de la superstructure ;
- Les tassements éventuels du sol.

VII.3.1 Vérification de semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B le même que les dimensions des poteaux a et b, tel que :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Avec : $a=50$; $b=50$

Donc : $\frac{a}{b} = 1$

On doit vérifier la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

N_s : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{sol} = 2$ bars)

$$N_s = 2020,41 \text{ KN}$$

S : la surface de toutes les fondations

Dans notre cas :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2020,41}{200}} = 3,18m$$

$$A \geq 3180 \text{ cm}$$

D'après les résultats, on observe que la section de la semelle isolée est élevée. Des faibles espacements entre ces semelles isolées. Donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

VII.3.2 Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 Poteaux

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{B \cdot L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B: Largeur de la semelle

L: Longueur de la semelle

On choisit le Portique le plus sollicité :

N1=475,50 ; **N2**=1250,53 ; **N3**=1206,56 ; **N4**=465,28

$$\sum N = N = 3397,87KN$$

$$B \geq \frac{3397,87}{200 \times 11,75} = 1.45m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général

VII.3.3 Vérification du radier général :

Le radier est une fondation en béton armé ressemblant à un plancher inversé, avec ou sans poutres. Il est employé lorsque le terrain présente une faible résistance afin de répartir les charges de la construction sur une grande surface.

VII.3.3.1 Prédimensionnement du radier :

Hauteur totale du radier :

Condition forfaitaire :

On prend : $L = 4,75m$

$$\frac{L}{5} \geq h_t \geq \frac{L}{8} \rightarrow 0,95 \geq h_t \geq 0,59$$

Donc : $h_t = 0,95m$

Condition de rigidité :

On utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 3,64 \quad CV$$

L_e : Longueur élastique de la poutre

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} = 2,31$$

K : Coefficient de raideur du sol $K = 40MN/m^3$

I : Inertie de la poutre $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12} = \frac{40 \cdot 110^3}{12} = 0,044$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164,20Mpa$

b : Largeur de la poutre.

L : La longueur maximale entre axes des poteaux.

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164,20} \left(\frac{2 \times 4,75}{\pi}\right)^4} = 0,68m$$

On prend $h_t = 130cm$

Hauteur du Nervure :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = h_n \geq \frac{4,75}{10} = 0,475 \text{ m}$$

On prend : $h_n = 80cm$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = e \geq \frac{4,75}{20} = 0,237 \text{ m}$$

On prend : $e = 50 \text{ cm}$

VII.3.3.2 Vérification de la surface du radier :

Détermination des efforts :

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 787,65$

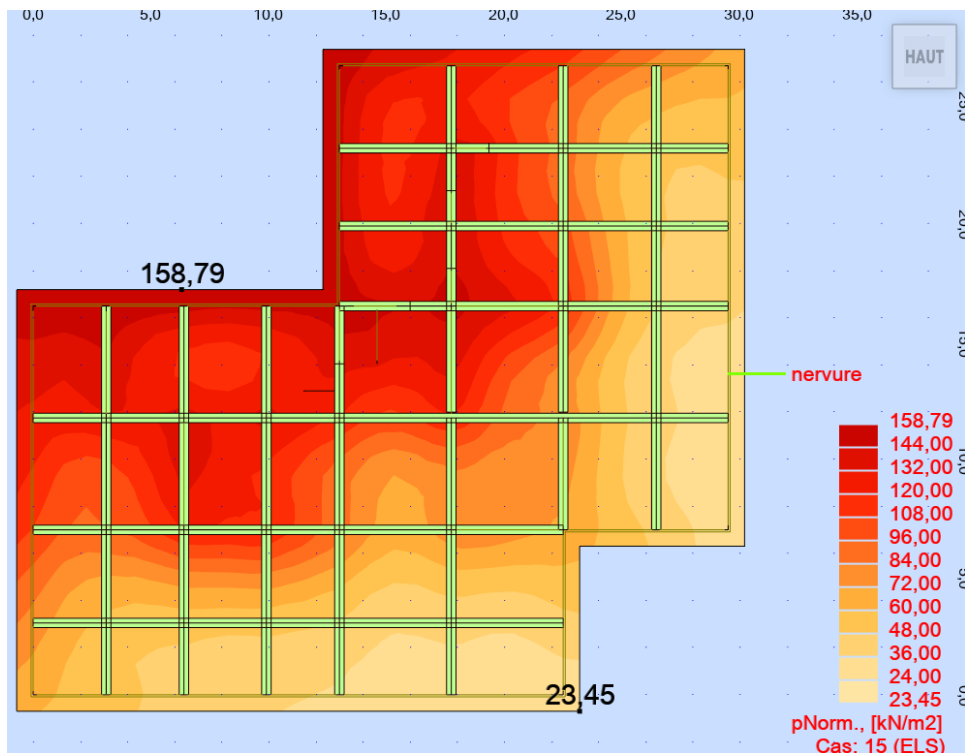
$$S_{bâtiment} = 787,65 < S_{radier} = 827,48$$

La surface du radier est supérieure à la surface du bâtiment, On prend un débord de 70 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise : $S_{radier} = 827,48$

VII.4 Radier général :

VII.4.1 Vérification de la contrainte dans le sol :

Distribution des contraintes à l'ELS :



Figures VII.1: Distribution des contraintes à l'ELS

Interprétation des résultats :

$$\sigma_{max} = 158,79 \text{ kN/m}^2 > 0$$

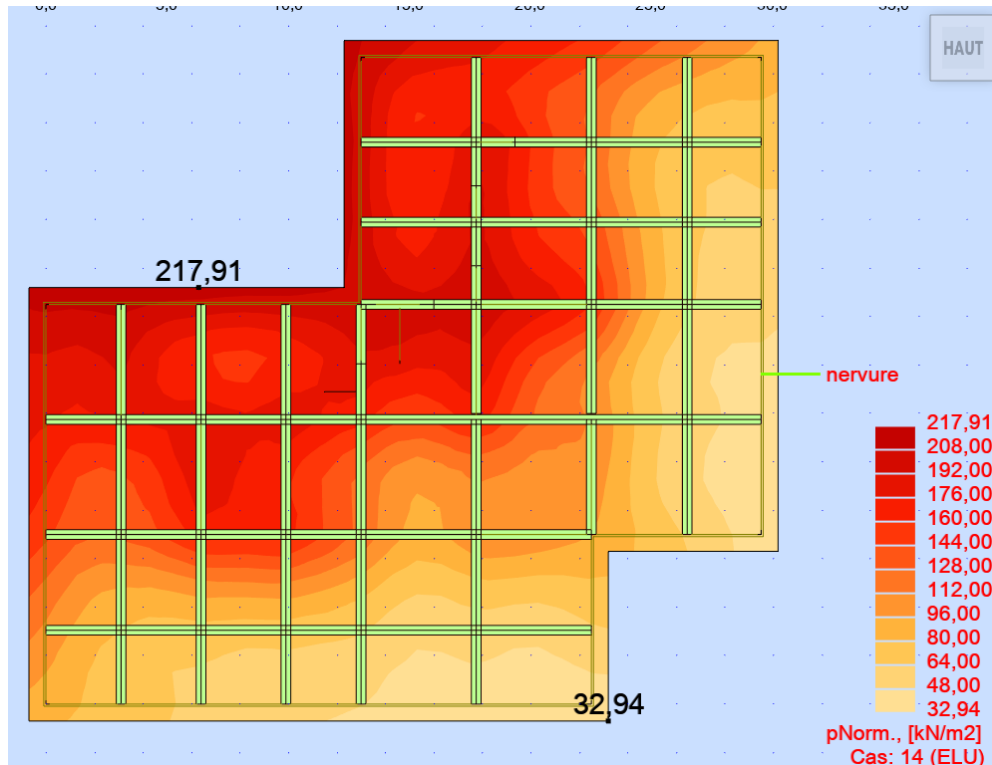
$$\sigma_{min} = 23,45 \text{ kN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 158,79 + 23,45}{4} = 124,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 1,25 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} \quad CV$$

Distribution des contraintes à l'ELU :



Figures VII.2: Distribution des contraintes à l'ELU

Interprétation des résultats :

$$\sigma_{max} = 217,91 \text{ KN/m}^2 > 0$$

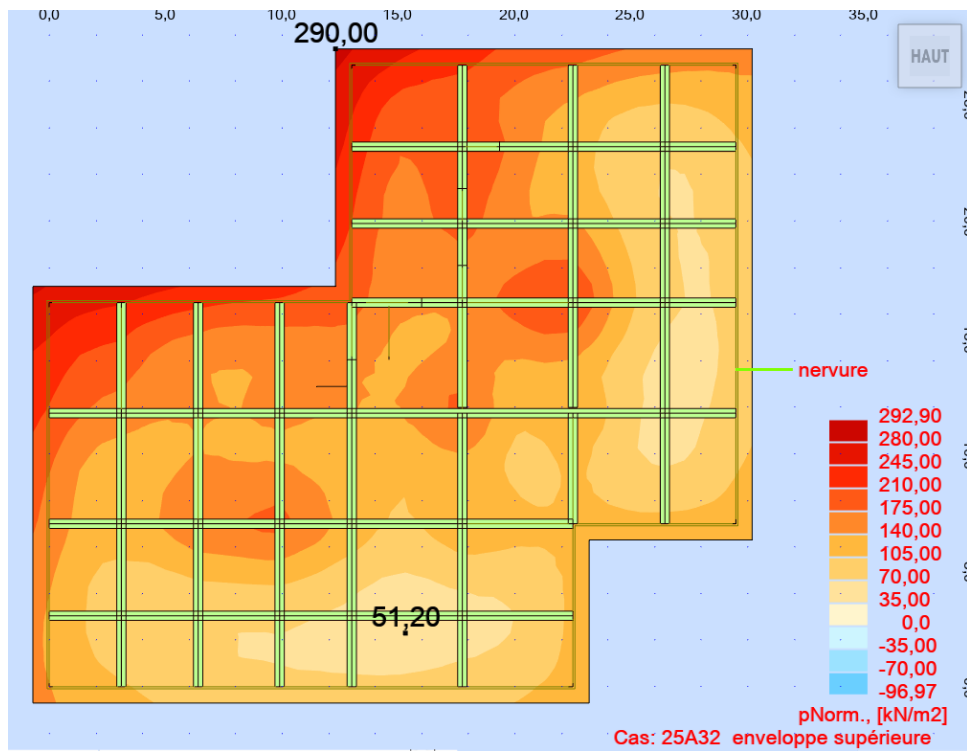
$$\sigma_{min} = 32,94 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 217,91 + 32,94}{4} = 171,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 1,7 \text{ bar} \leq 1,5 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 1,5 = 3 \text{ bars} \quad CV$$

Distribution des contraintes à l'ACC :



Figures VII.3: Distribution des contraintes à l'ACC

Interprétation des résultats :

$$\sigma_{max} = 290 \text{ kN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 51,20 \text{ kN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 290 + 51,20}{4} = 230,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 2,3 \text{ bar} \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 1,33 = 2,66 \text{ bars} \quad CV$$

VII.4.2 Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le règlement propose de vérifier la condition suivante :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h_t}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge ultime pour le poteau plus sollicité $q_u = 2020,41 \text{ KN}$

h_t : Hauteur totale du radier $h_t = 105 \text{ cm}$

U_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$U_c = 2(a + h_t) + 2(b + h_t) = 2(0,50 + 1,3) + 2(0,50 + 1,3) = 7,2 \text{ m}$$

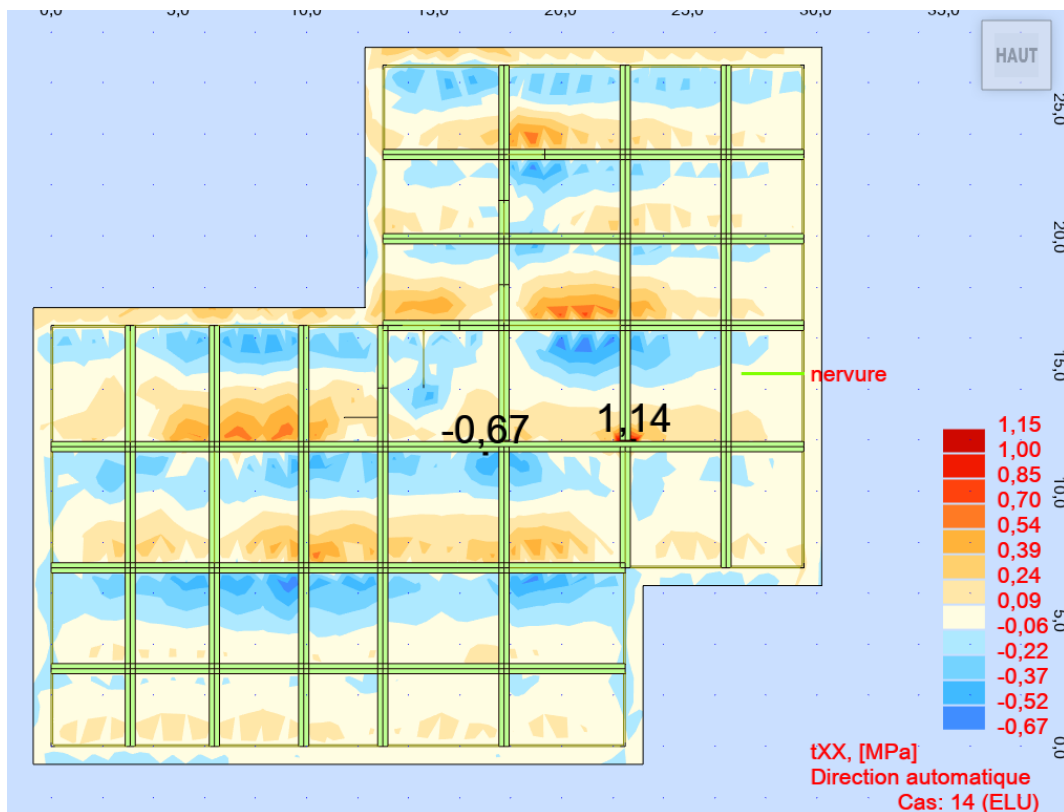
$$q_u = 2020,41 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 7,2 \times 25 \times 1,05}{1,5} \times 10^3 = 5670 \text{ KN}$$

VII.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Sens x-x :

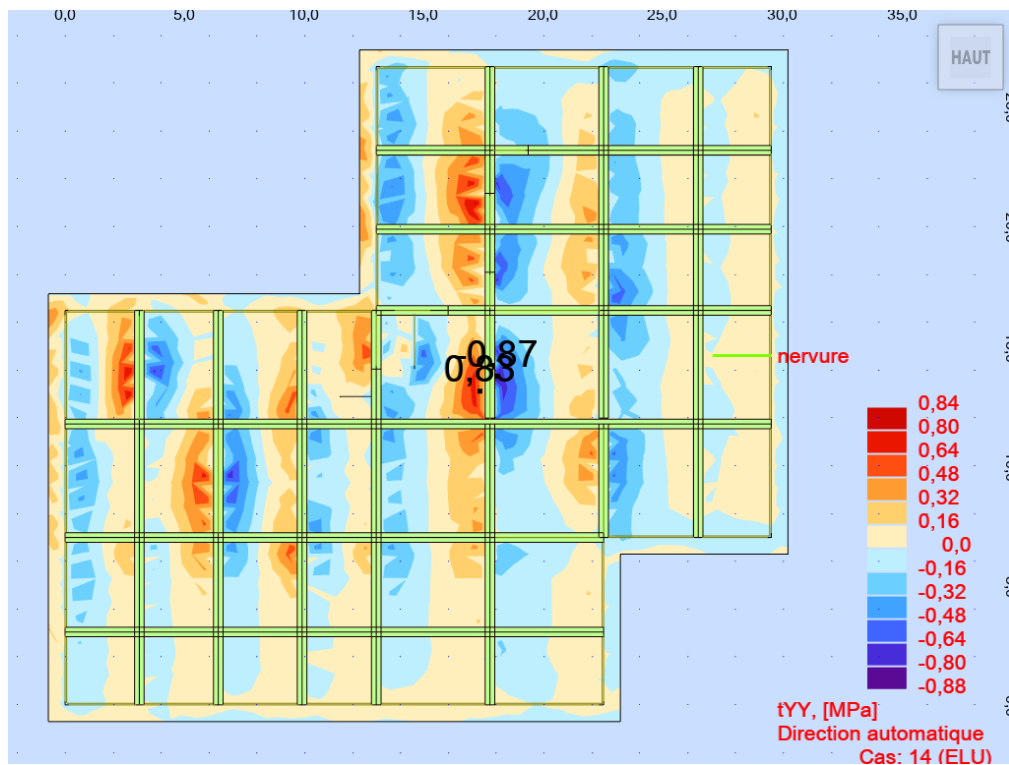


Figures VII.4: Distribution des contraintes de cisaillement suivant X-X

Interprétation des résultats :

$$\tau_u = 1,14 \leq \bar{\tau} = 1,25 \quad CV$$

Sens Y-Y :



Figures VII.5: Distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y

Interprétation des résultats :

$$\tau_u = 0,87 \leq \bar{\tau} = 1,25 \quad CV$$

VII.4.4 Ferrailage du radier :

Le radier est dimensionné comme une dalle inversée soumise à une flexion simple sous l'effet des pressions exercées par le sol. Le calcul du ferrailage est réalisé à partir du panneau le plus sollicité, puis le même ferrailage est appliqué à l'ensemble du radier.

VII.4.4.1 Etude de la dalle :

Panneau continu (intermédiaire) :

$$L_x = L_y = 4,75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \text{ donc } 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

La dalle de notre structure porte selon deux directions $\Rightarrow$ le calcul se fait en flexion Simple

Valeurs des moments en appuis et en travées :

Tableau VII.1 : Moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X

ELU		ELS		ACC	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-269,96 kN.m	170,01 kN.m	-195,91 kN.m	123,64 kN.m	-63,15 kN.m	237,33 kN.m

Tableau VII.2 : Moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y

ELU		ELS		ACC	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-295,20 kN.m	173,93 kN.m	-214,78 kN.m	126,54 kN.m	-133,01 kN.m	183,01 kN.m

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{269,96 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot (0,45)^2} = 0,095$$

$$\mu_{bu} = 0,095 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,125$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,428$$

On a : $\mu_{bu} = 0,095 \leq \mu_{AB} = 0,165$

Donc on prend le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{269,96 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,428} \right) \times 10^4 = 18,13 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{y \min} = 0,008 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot A_{y\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{st}; A_{x\min}) = 18,13 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{170,01 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot (0,45)^2} = 0,06$$

$$\mu_{bu} = 0,06 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,077$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,436$$

On a : $\mu_{bu} = 0,059 \leq \mu_{AB} = 0,165$

Donc on prend le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{170,01 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,436} \right) \times 10^4 = 11,21 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{y\min} = 0.008 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot A_{y\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{st}; A_{x\min}) = 11,21 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.3 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X

			$M(kN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{x\min}(cm^2)$
Sens xx	ELU	appui	-269,96	0,095	0,125	0,428	18,13	6
		travée	170,01	0,06	0,077	0,436	11,21	6
	ACC	appui	-63,15	0,022	0,028	0,449	4,04	6
		travée	237,33	0,083	0,11	0,430	15,87	6

Tableau VII.4 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y

			$M(kN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{ymin}(cm^2)$
Sens yy	ELU	appui	-295,20	0,10	0,130	0,426	19,92	6
		travée	173,93	0,06	0,077	0,436	11,47	6
	ACC	appui	-133,01	0,046	0,058	0,440	8,69	6
		travée	183,01	0,063	0,081	0,435	12,09	6

Tableau VII.5 : Choix des barres de la dalle pleine

		$A_{choix}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adopte}(cm^2)$
Sens x-x	Appui	18,13	7HA16 Filante +7HA14 Chap	24,85
	Travée	11,21	7HA16 Filante	14,07
Sens y-y	Appui	19,92	7HA16 Filante +7HA14 Chap	24,85
	Travée	11,47	7HA16 Filante	14,07

VII.4.4.2 Etude des nervures :

Les nervures d'une dalle se comportent comme des poutres recevant les charges provenant de la surface de la dalle. La répartition de ces charges est de forme trapézoïdale selon la grande portée L_y et triangulaire selon la petite portée L_x . Dans l'étude, on retient la nervure la plus défavorisée afin d'effectuer le dimensionnement sous les sollicitations maximales.

Sollicitations de la nervure :

Tableau VII.6 : Sollicitations des nervures

		ELU	ELS	ACC
Sens x-x	$M_a(kN.m)$	481,84	348,69	785,67
	$M_t(kN.m)$	-263,69	-191,90	-295,68
	T(kN)	900,51		
Sens y-y	$M_a(kN.m)$	491,46	356,23	774,90
	$M_t(kN.m)$	-253,10	-184,04	-237,82
	T(kN)	765,90		

Vérification des contraintes de cisaillement :

Sens x-x :

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$$

$$\tau = \frac{900,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$$

$$\tau = 2Mpa \leq \bar{\tau} = 5Mpa \quad CV$$

Sens y-y :

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$$

$$\tau = \frac{765,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} \leq \bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$$

$$\tau = 1,70Mpa \leq \bar{\tau} = 5Mpa \quad CV$$

Calcul du ferrailage de nervure :

Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{263,69 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,40 \cdot (1,17)^2} = 0,034$$

$$\mu_{bu} = 0,034 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,15$$

On a : $\mu_{bu} = 0,034 \leq \mu_{AB} = 0,165$

Donc on prend le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{263,69 \times 10^{-3}}{347,82 \times 1,35} \right) \times 10^4 = 6,59 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{481,84 \times 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,40 \cdot (1,17)^2} = 0,062$$

$$\mu_{bu} = 0,062 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc il n'y a pas des armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,08$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,13$$

On a : $\mu_{bu} = 0,062 \leq \mu_{AB} = 0,165$

Donc on prend le pivot A :

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times z} = \left(\frac{481,84 \times 10^{-3}}{347,82 \times 1,13} \right) \times 10^4 = 12,26 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.7: Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens X-X

			$M(KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$
Sens x-x	ELU	appui	481,84	0,062	0,08	1,13	12,26
		travée	-263,69	0,034	0,043	1,15	6,59
	ACC	appui	785,67	0,102	0,13	1,11	20,35
		travée	-295,68	0,038	0,048	1,15	7,39

Sens y-y :

Tableau VII.8 : Calcul du ferrailage de la nervure sur le sens Y-Y

			$M(KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$
Sens y-y	ELU	appui	491,46	0,062	0,230	0,665	21,24
		travée	-253,10	0,033	0,042	1,15	6,34
	ACC	appui	774,90	0,101	0,13	1,11	20,07
		travée	-237,82	0,031	0,039	1,15	5,94

Condition de non fragilité :

Suivant RPA2024 :

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\%. b.h = 0,5\%. 40 \times 130 = 26 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_{max}^{RPA} = 4\%. b.h = 4\%. 40 \times 130 = 200 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max}^{RPA} = 6\%. b.h = 6\%. 40 \times 130 = 312 \text{ cm}^2$

Suivant BAEL91/99 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 40 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 9,04 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.9 : Choix des barres de la nervure

		$A_{choix}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Sens x-x	Appui	26	4HA25 Filante +4HA20 chapeaux	32,21
	Travée	26	4HA25 Filante +2HA20 chapeaux	30,82
Sens y-y	Appui	26	4HA25 Filante +4HA20 chapeaux	32,21
	Travée	26	4HA25 Filante +2HA20 chapeaux	30,82

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \text{ min}}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1300}{35}; \frac{400}{10}; 20\right) \rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On optera pour deux cadres et un étrier en : $\phi_t = 10\text{mm}$

Donc : $6\phi_{10} \rightarrow A_t = 4,71\text{cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Suivent BAEL :

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(117\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

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

Suivent RPA2024 :

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow S_t \leq \min(29,25; 24\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 24\text{cm}$$

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

Remarque : Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{130}{2} \rightarrow S_t \leq 65cm$$

$$S_t = 20cm$$

Vérification Diamètre des armatures transversales :

La zone nodale :

Suivant BAEL :

Section minimale : $A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \rightarrow A_t \geq \frac{15 \times 0,4 \times 40}{400} \rightarrow A_t \geq 0,6cm^2$

$$A_t = 4,71cm^2 \geq 0,6cm^2 \quad CV$$

Suivant RPA2024 :

$$A_{tmin}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 0,3\% \times 15 \times 40 \rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 1,8cm^2$$

$$A_t = 4,71cm^2 \geq A_{tmin}^{RPA} = 1,8cm^2 \quad CV$$

La zone courante :

Suivant BAEL :

section minimale : $A_t \geq \frac{S_t \cdot 0,4b}{f_e} \rightarrow A_t \geq \frac{20 \times 0,4 \times 40}{400} \rightarrow A_t \geq 0,8cm^2$

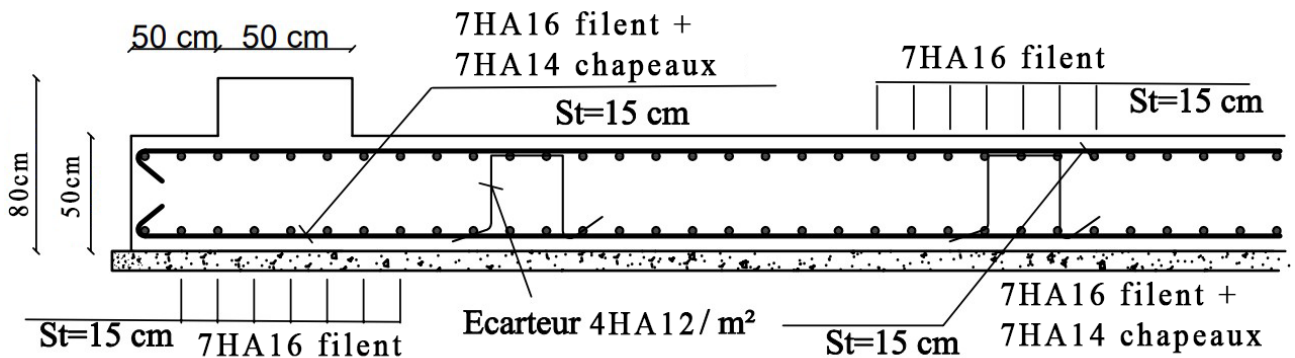
$$A_t = 4,71cm^2 \geq 0,8cm^2 \quad CV$$

Suivant RPA2024 :

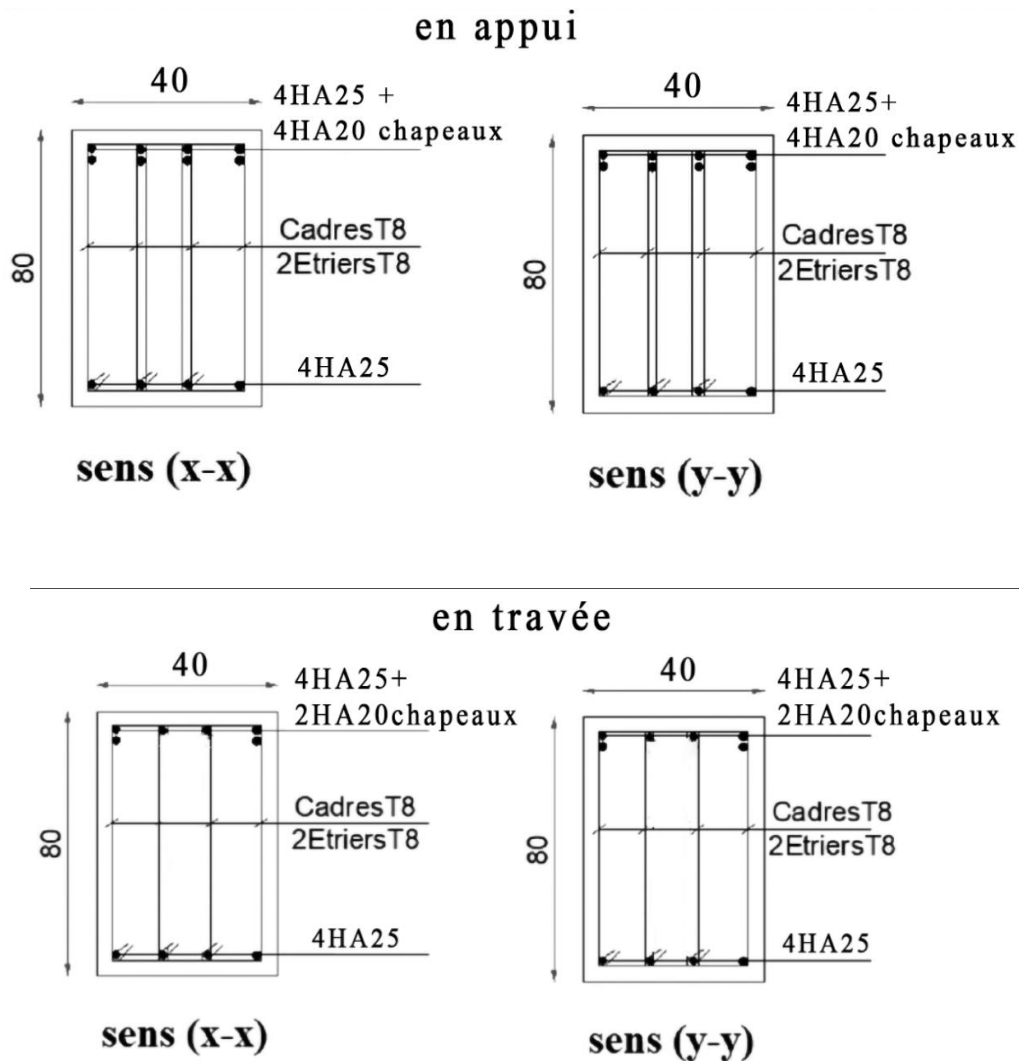
$$A_{tmin}^{RPA} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b \rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 0,3\% \times 20 \times 40 \rightarrow A_{tmin}^{RPA} = 2,4cm^2$$

$$A_t = 4,71cm^2 \geq A_{tmin}^{RPA} = 2,4cm^2 \quad CV$$

VII.4.5 Schéma de ferrailage :



Figures VII.6: Ferrailage du radier nervuré



Figures VII.7 : Ferrailage de la nervure

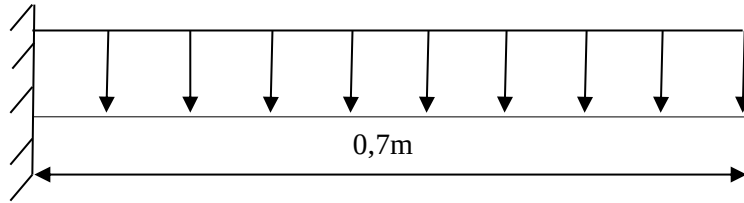
Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

Nous optons $4\text{T}14 = 6,16\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

VII.5 Calcul du débord :



Figures VII.1 : Schéma statique du débord.

VII.5.1 Calcul des sollicitations :

- Les charges :

$$q_u = 1.35 \times e_d \times \gamma_b = 1.35 \times 0.5 \times 25 = 16,88 \text{ kN/m.}$$

$$q_{\text{ser}} = e_d \times \gamma_b = 0.5 \times 25 = 12,5 \text{ kN/m.}$$

- Les moments statiques :

$$M_u = \frac{q_u \times L_y^2}{2} = \frac{16,88 \times 1^2}{2} = 8,44 \text{ kN.m.}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times L_y^2}{2} = \frac{12,5 \times 1^2}{2} = 6,25 \text{ kN.m.}$$

VII.5.2. Calcul le ferrailage à ELU :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{f_{\text{bu}} \times b \times d^2} = \frac{8,44 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.45^2} = 2,94 \times 10^{-3} < \mu_1 = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 3.68 \times 10^{-3}.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.449 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{8,44 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.449} \times 10^4 = 0.54 \text{ cm}^2.$$

VII.5.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1] :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.46 \text{ cm}^2.$$

- Choix des barres armatures longitudinales :

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2.$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres armatures de répartition :

$$5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

VII.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}.$$

$$T_u = q_u \times L = 16,88 \times 1 = 16,88 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{16,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.0375 \text{ MPa}.$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \ll \tau_u \leq \bar{\tau} \text{ 'Condition vérifiée'}.$$

VII.5.5 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$y = 15 \times \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{6.25(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

$$A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{7.70}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(45 \times 7.70)}{6.25(7.70)^2}} - 1 \right].$$

$$y = 10.07 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d - d')^2].$$

$$A'_s = 0.$$

$$I = \frac{100 \times 10.07^3}{3} + 15 \times [7.70 \times (45 - 10.07)^2].$$

$$I = 144302.279 \text{ cm}^2.$$

$$M_{\text{ser}} = \max(M_{\text{sx}} ; M_{\text{sy}}).$$

$$M_{\text{ser}} = 6.25 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{6.25 \times 10^{-3}}{144302.279 \times 10^{-8}} \times 9.11 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

VII.6 Etude du Voile périphérique :

VII.6.1 Évaluation des charges et surcharges :

Poussée due au poids des terres :

$$P_t = \gamma \cdot H \cdot K_0$$

Avec :

γ : Poids spécifique du remblai

H : hauteur totale de voile périphérique

ϕ : Angle de frottement de remblai $\phi = 30^\circ$

K_0 : Coefficient de poussée

$$K_0 = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow K_0 = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$P_t = 18 \times 3 \times 0,33 = 17,82 \text{ kN/m}^2$$

Poussée due à la surcharge :

$$Q = 10 \text{ kN/m}^2$$

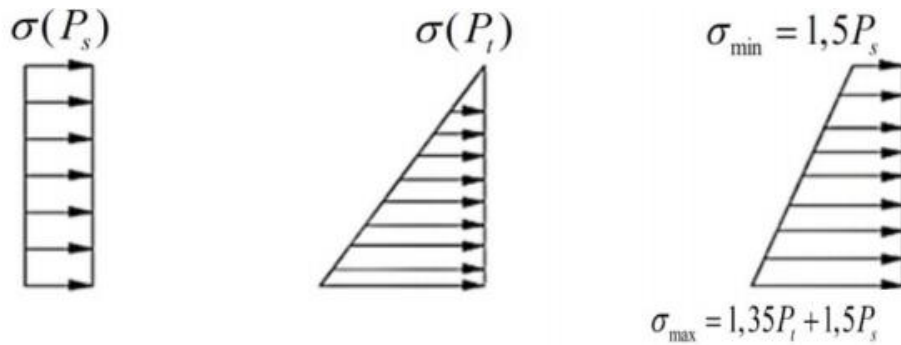
$$P_s = Q \cdot K_0 = 10 \times 0,33 = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

Détermination des contraintes :

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{\text{min}} = 1,5 \cdot P_s = 1,5 \times 3,33 = 4,995 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1,35 \cdot P_t + 1,5 \cdot P_s = 1,35 \times 17,82 + 1,5 \times 3,33 = 29,05 \text{ kN/m}^2$$



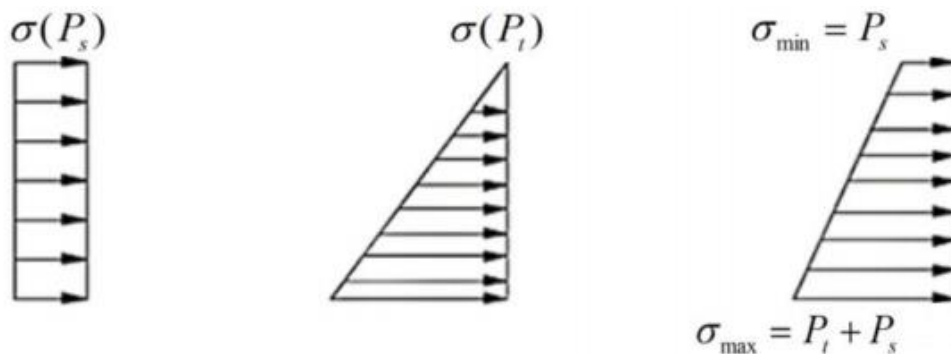
Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{87,15 + 4,995}{4} = 23,04 \text{ kN/m}^2$$

Calcul à l'ELS :

$$\sigma_{min} = P_s = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = P_t + P_s = 17,82 + 3,33 = 21,15 \text{ kN/m}^2$$



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{63,15 + 3,33}{4} = 16,62 \text{ kN/m}^2$$

VII.6.2 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargés, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

Panneau continu (intermédiaire) :

$$L_x = 2.60m \text{ et } L_y = 4.75m \quad e = 15cm \quad b = 1ml$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,60}{4,75} = 1 \xrightarrow{\text{donc}} 0.4 \leq \alpha = 0,55 \leq 1$$

La dalle de notre structure porte selon deux directions $\Rightarrow$ le calcul se fait en flexion Simple

VII.6.2.1 Combinaison d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

ELU : $q_u = \sigma_{moy} \cdot 1ml = 23,04 \text{ kn/m}$

ELS: $q_u = \sigma_{moy} \cdot 1ml = 16,62 \text{ kn/m}$

VII.6.2.2 Calcul des moments :

ELU : Coefficient de poisson $\nu = 0$ Après le tableau le Coefficient

$$\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

ELS : Coefficient de poisson $\nu = 0.20$ Après le tableau le Coefficient

$$\mu = \begin{cases} \mu_x = 0,092 \\ \mu_y = 0,20 \end{cases}$$

Calcul de M_{0x} et M_{0y} :

ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,088 \times 23,04 \times 2.60^2 = 13,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,250 \times 13,70 = 3,43 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{0xs} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,092 \times 16,62 \times 2,60^2 = 10,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{0ys} = \mu_y \cdot M_{0xs} = 0,20 \times 10,34 = 2,068 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis :

ELU :

$$M_{ax} = 0.5.M_{ox} = 0.5 \times 13,70 = 6,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5.M_{oy} = 0.5 \times 3,43 = 1,72 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{axs} = 0.5.M_{oxs} = 0.5 \times 10,34 = 5,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{ays} = 0.5.M_{oys} = 0.5 \times 2,068 = 1,03 \text{ kN.m}$$

Moment en Travée :

ELU :

$$M_{tx} = 0.75.M_{ox} = 0.75 \times 13,70 = 10,28 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75.M_{oy} = 0.75 \times 3,43 = 2,57 \text{ kn.m}$$

ELS :

$$M_{txs} = 0.75.M_{oxs} = 0.75 \times 10,34 = 7,76 \text{ kn.m}$$

$$M_{tys} = 0.75.M_{oys} = 0.75 \times 2,068 = 1,55 \text{ kn.m}$$

VII.6.2.3 Calcul d'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} \leq V_x$$

ELU :

$$T_x = \frac{23,04 \times 2,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,55}{2}} = 23,49 \text{ kn.m}$$

$$T_y = 19,97 \text{ kn.m}$$

ELS:

$$T_x = \frac{q_{ser} \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 16,95 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{q_{ser} \cdot L_x}{3} \leq V_x$$

$$T_y = 14,40 \text{ kn.m}$$

VII.6.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

ELS :

Sens X-X :

$$\tau = \frac{T_{xs}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{16,95 \times 10^{-3}}{0,135} = 0.13 \leq \bar{\tau} = 1.16 \dots \dots \dots cv$$

Sens Y-Y :

$$\tau = \frac{T_{ys}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{14,40 \times 10^{-3}}{0.135} = 0.106 \leq \bar{\tau} = 1.16 \dots \dots \dots cv$$

VII.6.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,85 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2} = 0.026$$

$$0.026 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.133m$$

$$0.026 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{6,85 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,133} \right) \times 10^4 = 1.48 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{y_{min}} = \begin{cases} 0.0012 & \text{pour } RL \\ 0.0008 & \text{pour } FeE400 \\ 0.0006 & \text{pour } FeE500 \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \cdot e \cdot b = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{min}} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot A_{y_{min}} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{x_{min}}, A_{st}) = 1.79 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4.52 cm²

• En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,28 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2} = 0.04$$

$$0.04 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$0.04 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow \text{PIVOT A } \varepsilon_{ST} = 10\%$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{10,28 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,132} \right) \times 10^4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(Ax_{min}, A_{st}) = 2,24 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4.52 cm²

Sens Y-Y :

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,72 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2} = 0,006$$

$$0,006 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{SC} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,007$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,134m$$

$$0.006 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow PIVOT A \quad \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{1,72 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0,134} \right) \times 10^4 = 0,37 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$Ay_{min} = \begin{cases} 0.0012 & \text{pour } RL \\ 0.0008 & \text{pour } FeE400 \\ 0.0006 & \text{pour } FeE500 \end{cases}$$

Les armatures de dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$Ay_{min} = 0.0008 \cdot e \cdot b = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$Ax_{min} = \frac{3 - 0.0008}{2} \cdot Ay_{min} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(Ax_{\min}, A_{st}) = 1.79 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4,52 cm²/ml

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,57 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2} = 0.01$$

$$0.01 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.134 \text{ m}$$

$$0.01 \leq \mu_{AB} = 0.392 \rightarrow \text{PIVOT A } \varepsilon_{ST} = 10\text{‰}$$

$$\bar{\delta} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

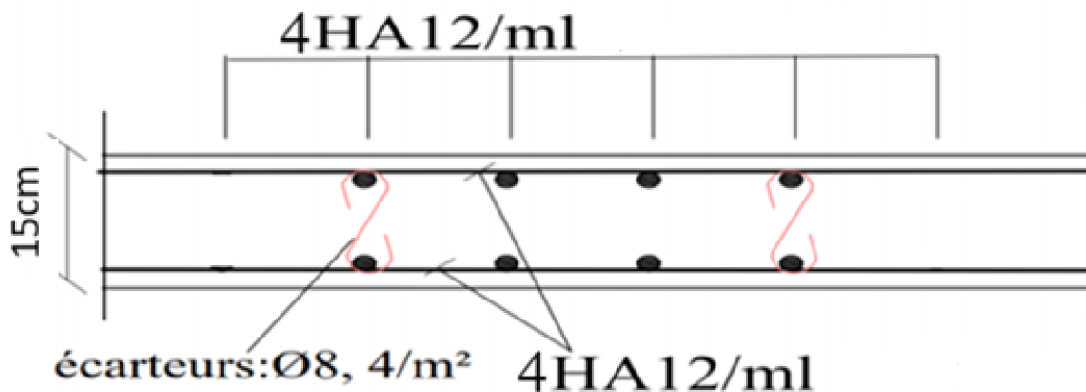
$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\bar{\delta} \cdot Z}$$

$$A_{st} = \left(\frac{2,57 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.134} \right) \times 10^4 = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(Ax_{\min}, A_{st}) = 1,79 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA12 = 4,52cm²/ml

VII.6.4 schémas des voiles périphériques



Figures VII.8 : Ferrailage des voiles périphériques

Chapitre VIII : Étude économique (Étude quantitative et estimative, devis quantitatif du projet, étude de prix,... etc.).

VIII.1. Introduction

Le contexte de concurrence qui prévaut au sein du secteur du BTP entraîne une exigence accrue de rigueur dans la maîtrise des coûts sur le site de production qu'est le chantier. Une culture de rigueur doit être adoptée à tous les niveaux de responsabilité. Celle-ci s'articule autour de trois points clés :

- Le contrôle de l'avancement physique du chantier ;
- Le contrôle des dépenses par rapport au budget ;
- Le contrôle du résultat pendant la réalisation afin d'assurer l'équilibre des coûts.

VIII.1.1. Qu'est-ce qu'un projet ?

Un projet n'est rien d'autre qu'un rêve assorti d'une échéance.

VIII.1.2. Différents intervenants d'un projet

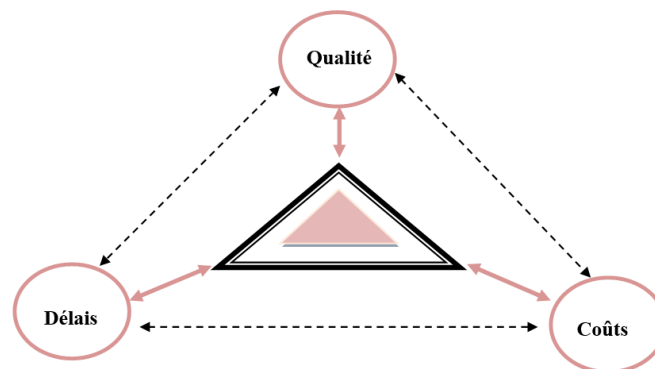
Les principaux intervenants d'un projet sont :

- Le maître d'ouvrage ;
- Le maître d'œuvre ;
- L'entreprise ;
- Le contrôle technique.

VIII.1.3. Facteurs principaux d'un projet

Un projet est caractérisé par trois éléments fondamentaux :

- La qualité ;
- Le délai ;
- Le coût.



Figures VIII.1 : Facteurs principaux d'un projet.

Dans ce chapitre on s'intéresse à la détermination des coûts des gros-œuvres de l'ouvrage étudié.

VIII.2. Calcul du devis quantitatif des gros œuvres :

Le calcul des prix des éléments en béton armé, ainsi que le système de coffrage et les quantités d'acier de chaque élément, ont été réalisés à l'aide du logiciel « Générateur des Prix », dernière mise à jour avril 2026, selon les données publiées sur le site officiel du Générateur des Prix de la Construction en Algérie.

Tableau VIII.1 : Calcul du devis quantitatif et estimatif l'infrastructure.

N	Désignations des ouvrages	U	Quantité	Prix DA HT	Montant DA HT
1	Radier en béton armé	M ³	413.74	12477.33	1 799 530.44
2	Nervures	M ³	105.3097	46500	4 896 915
3	Voiles périphériques	M ³	50.58	18129	518 489.4

Tableau VIII.2 : Calcul du devis quantitatif et estimatif de superstructure.

N	Désignations des ouvrages			U	Quantité	Prix DA HT	Montant DA HT
1	Poteaux	30 × 30		M ³	25,888	50 000	1 294 400
		35 × 35		M ³	33,7365	50 000	1 686 825
		40 × 40		M ³	44,064	50 000	2 203 200
		45 × 45		M ³	87,99	50 000	4 399 500
		50 × 50 RDC		M ³	56	50 000	2 800 000
		50 × 50 Sous-sol		M ³	42	50 000	2 100 000
2	Poutres	P.P		M ³	199,2	50 000	9 960 000
		P.S		M ³	197,95	50 000	9 897 500
		P. palière		M ³	2.91	55 000	160 050
		P. balcon	L=1,5m	M ³	4.59	52 500	240 975
			L=1,7m	M ³	3.798	52 500	199 395
3	Voiles en BA			M ³	261.816	55 000	14 399 880
4	Voile d'ascenseur			M ³	69.07	47 500	3 280 825
5	Dalle pleine RDC			M ³	226,218	50 000	11 310 900
6	Plancher à corps creux (16+4) cm			M ³	150.57	52 500	7 904 925

Le Total en HT : 79 053 309,84DA

TVA19% : 15 020 128,8696DA

Le total général en TTC : 94 073 438,7096DA.

Remarque : on a pris pour notre cas l'estimation moyen des prix algériens car on n'a pas pu trouver l'estimation exacte des prix

VIII.3. Conclusion :

Le logiciel « générateur de prix » est le meilleur moyen de connaître le coût réel de notre projet, étant donné qu'il permet d'obtenir des coûts de construction ajustés, au marché. De plus, il facilite l'élaboration d'une documentation de qualité (complète, consistante et avec une information technique liée à chaque unité d'ouvrage). Il comprend des produits de fabricants).

Annexes et bibliographie

Bibliographie

1-Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024

2-Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93

3-Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mougin. Edition Eyrolles, 1995

4-D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation

5- Conception et Étude d'une Structure R+10 avec sous-sol en
BA à usage multiple

Logiciels utilisés :

1-Logiciel ROBOT Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2025

2-Logiciel AUTOCAD 2025

3-Expert BA2010

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

Annexe 2 : Tableau des sections d'armatures (en cm²)

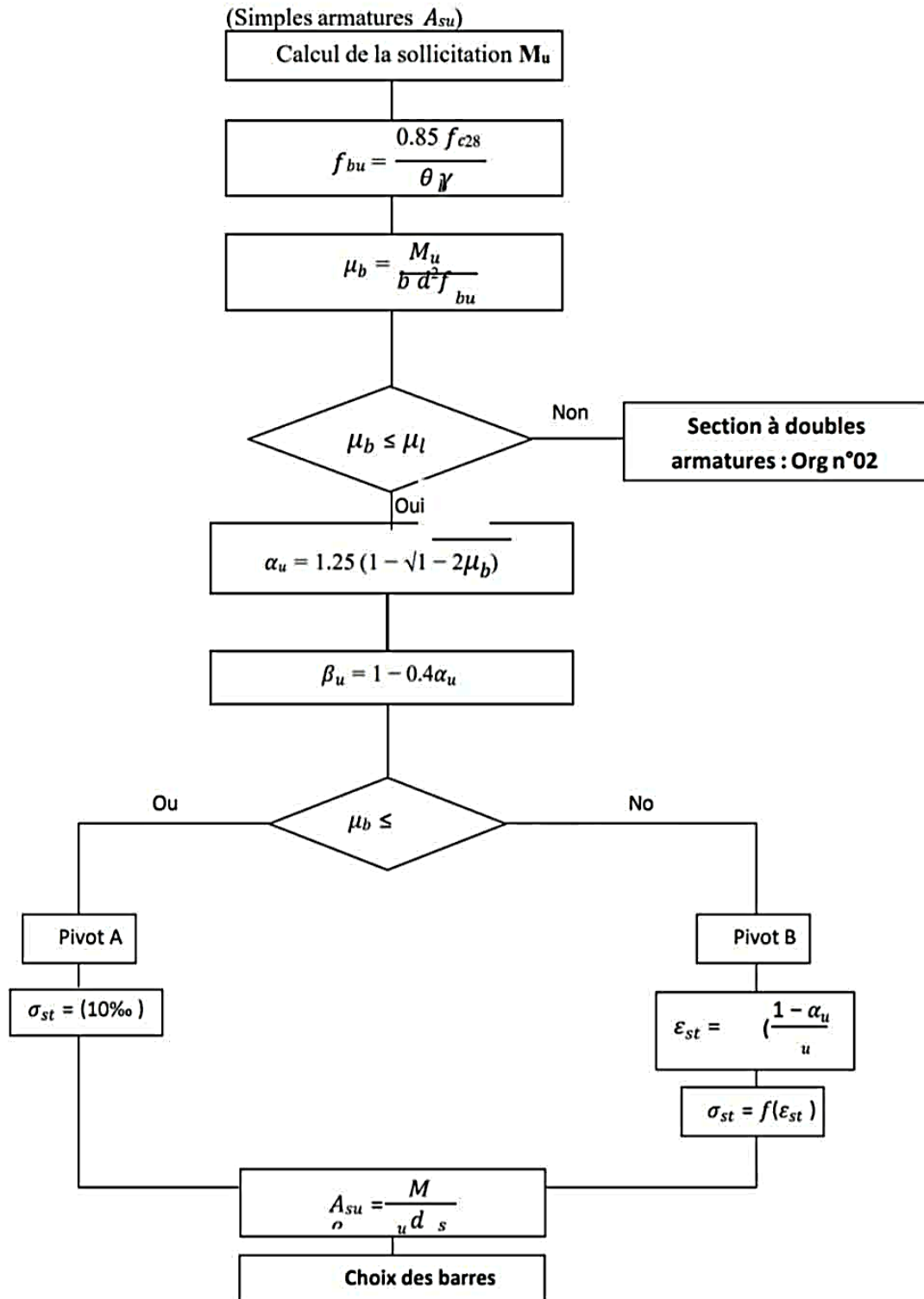
Section (en cm²) de 1 à 20 armatures "HA" de diamètre "Ø" (en mm)

		Diamètre des barres Ø (en mm)										
		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Nombre de barres	1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
	2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
	3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
	4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
	5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
	6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
	7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
	8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
	9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
	10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
	11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
	12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
	13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
	14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
	15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
	16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
	17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
	18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
	19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.55	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
	20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Organigrammes de calcul en flexion simple

Organigramme n°01

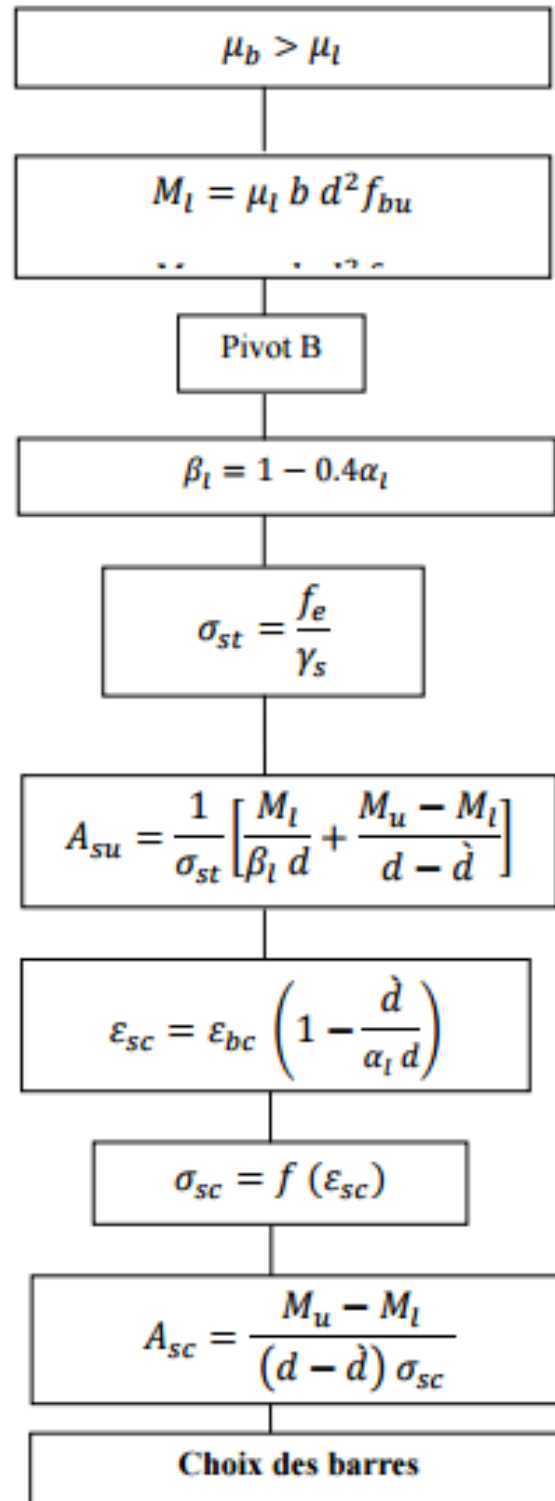
Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple



Organigramme n°02

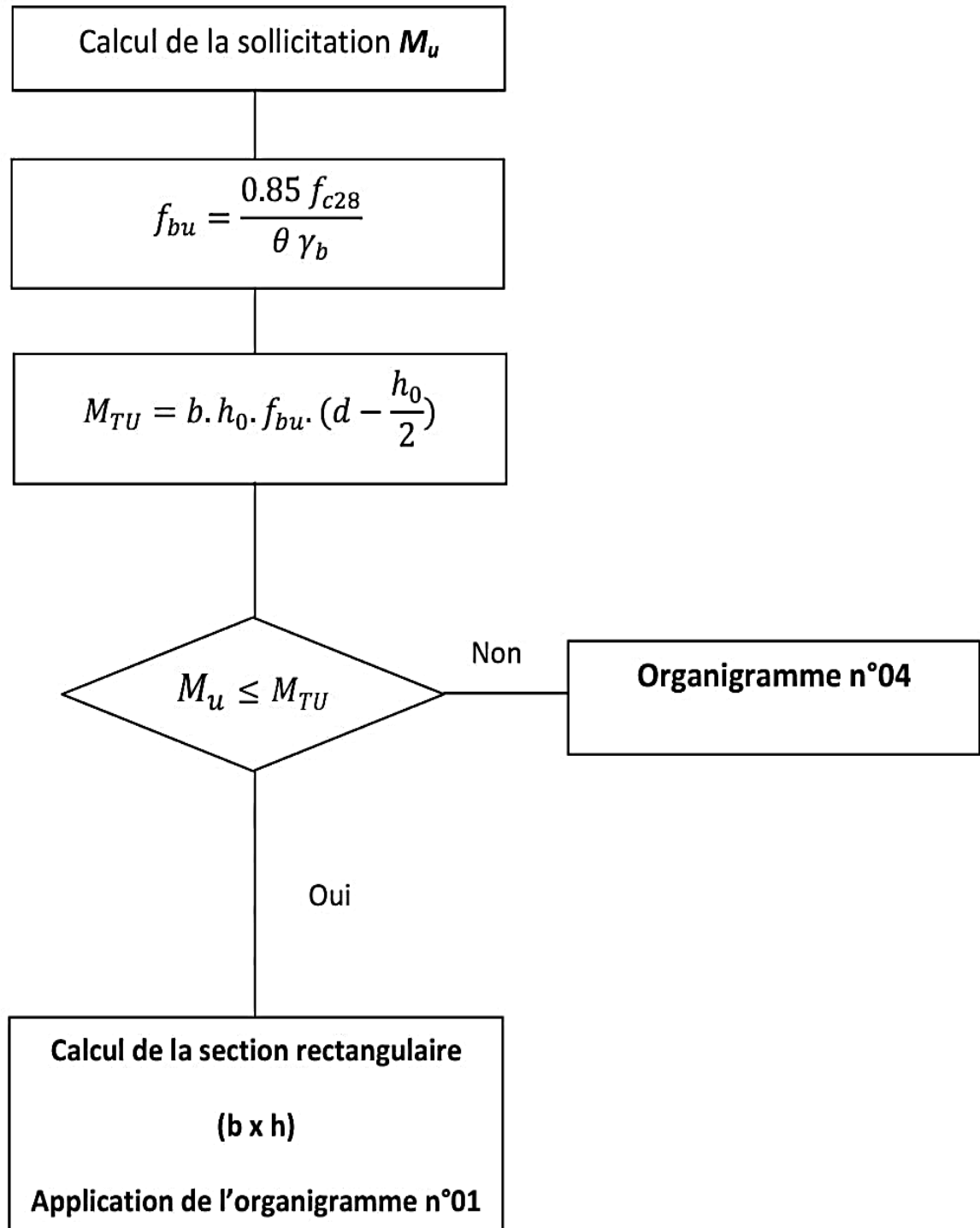
Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple

(Doubles armatures $A_{su} + A_{sc}$)



Organigramme n°03

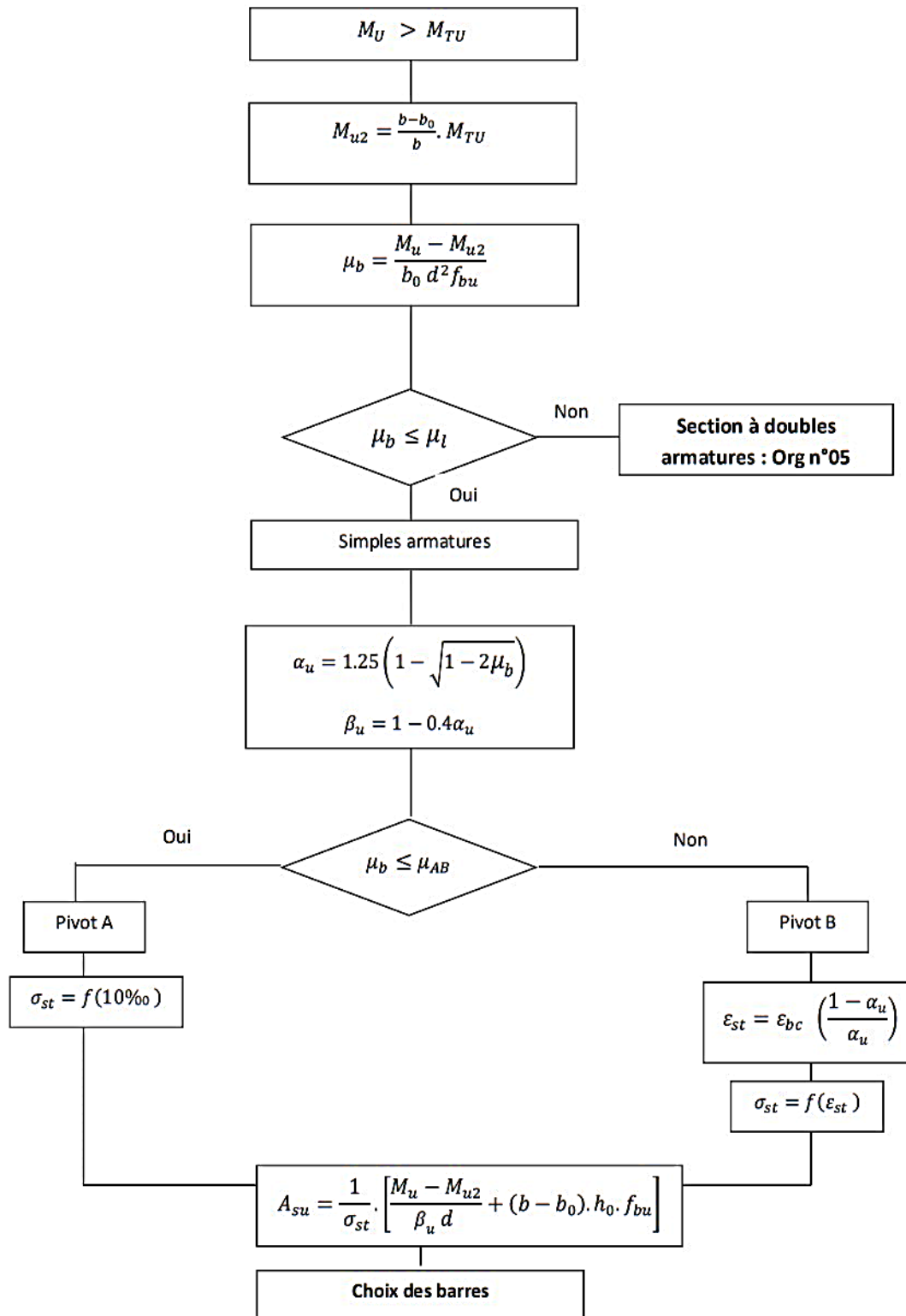
Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple



Organigramme n°04

Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Simples armatures

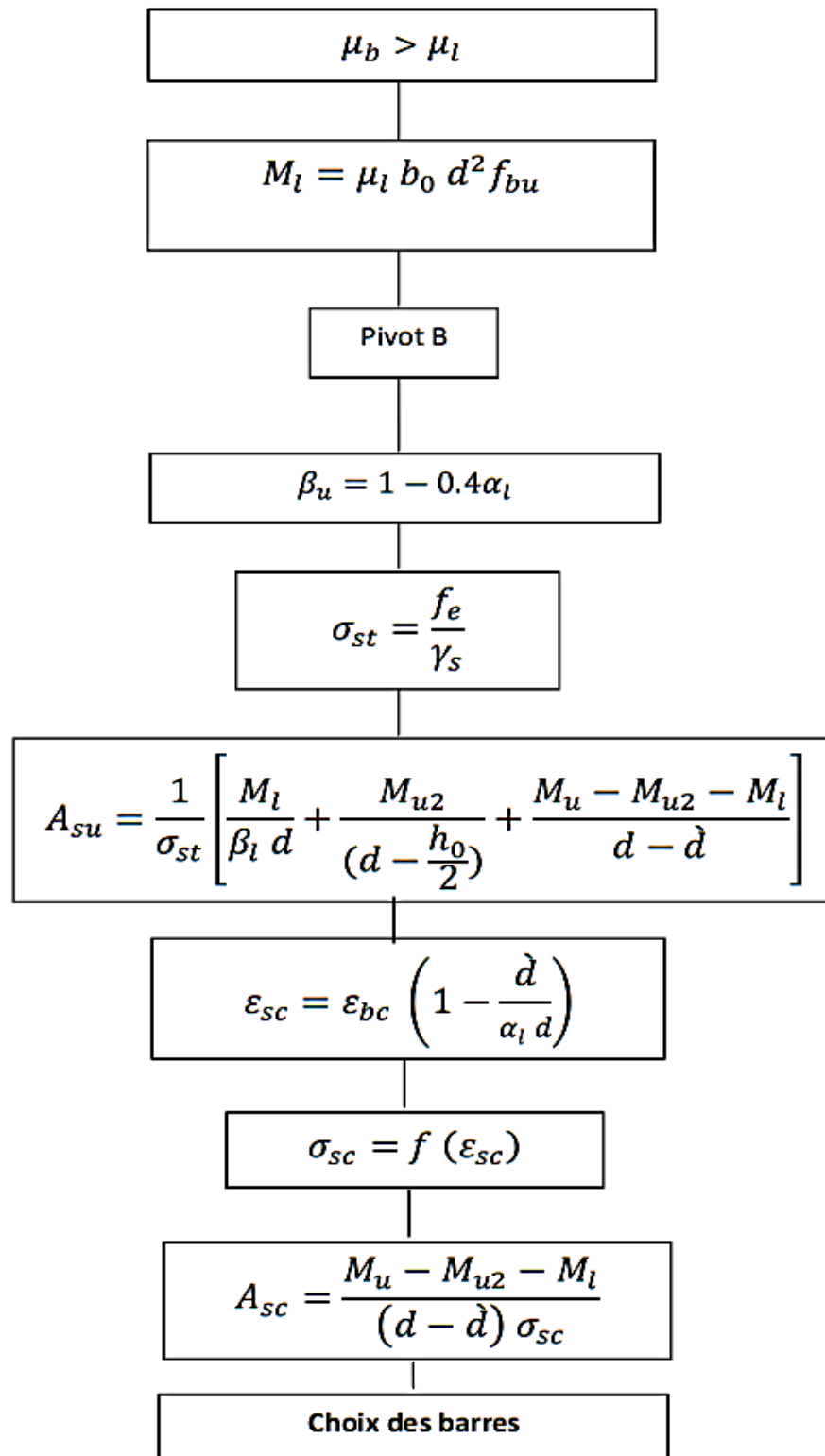
(Simples armatures A_{su})



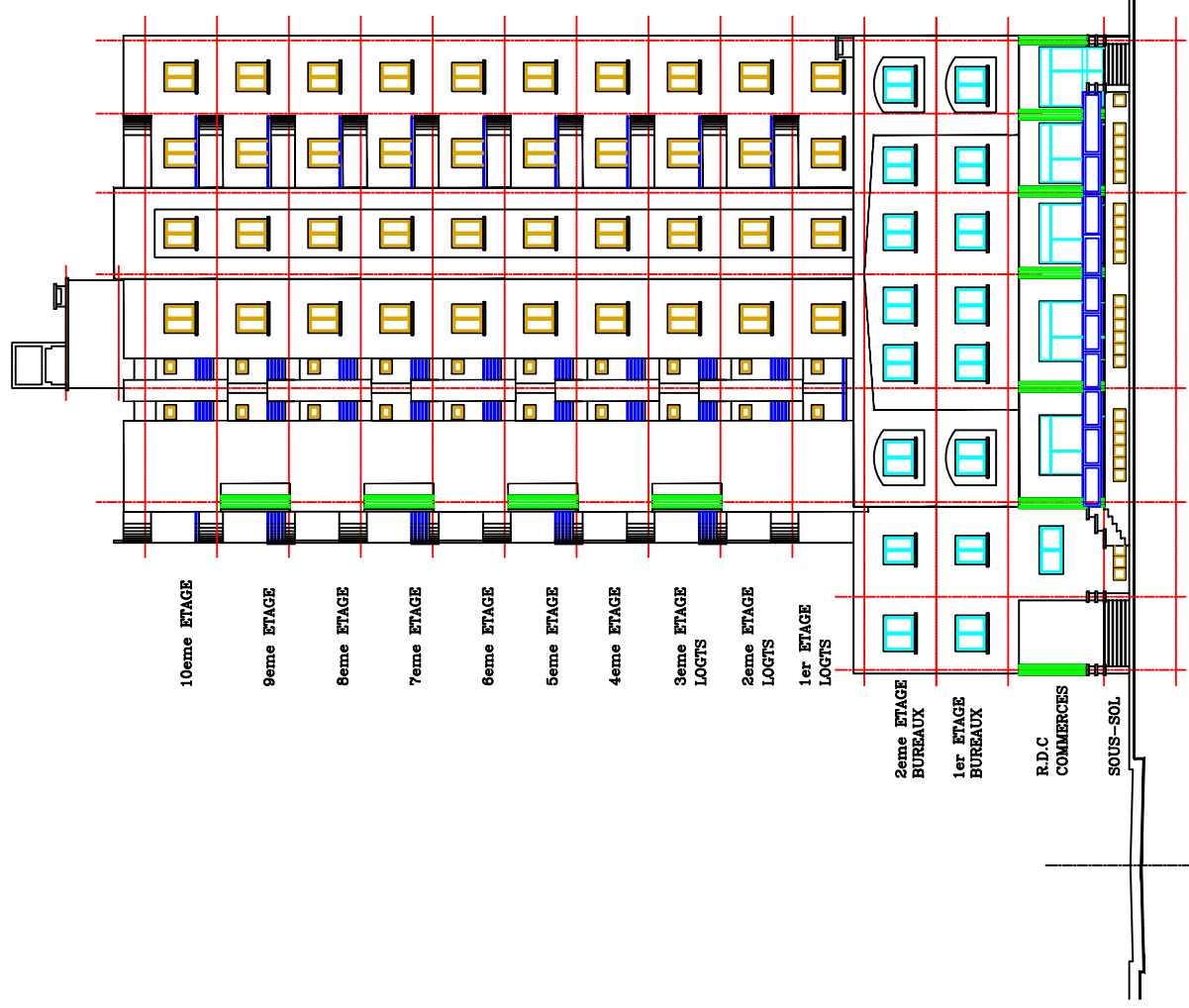
Organigramme n°05

Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Doubles armatures

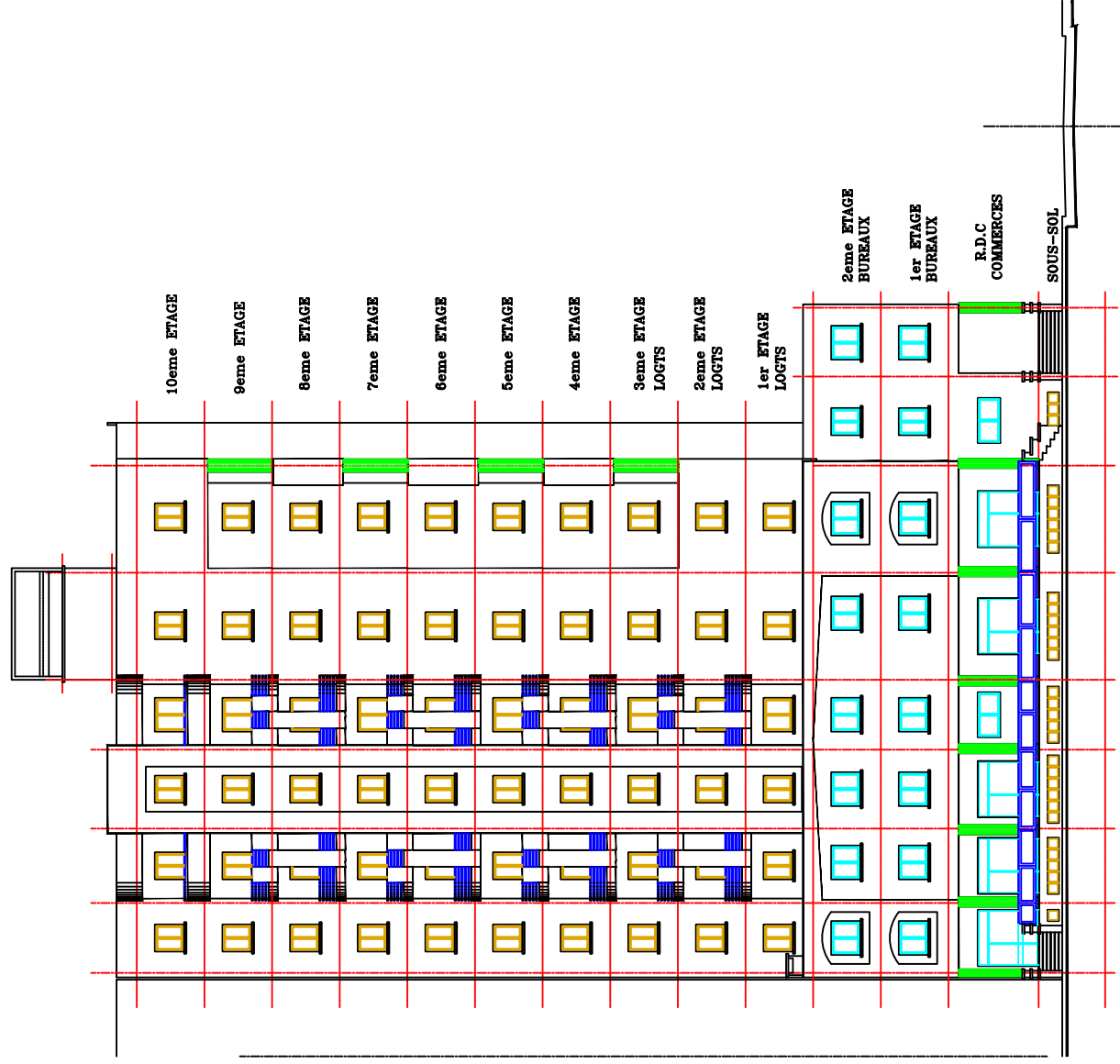
(Doubles armatures $A_{su} + A_{sc}$)



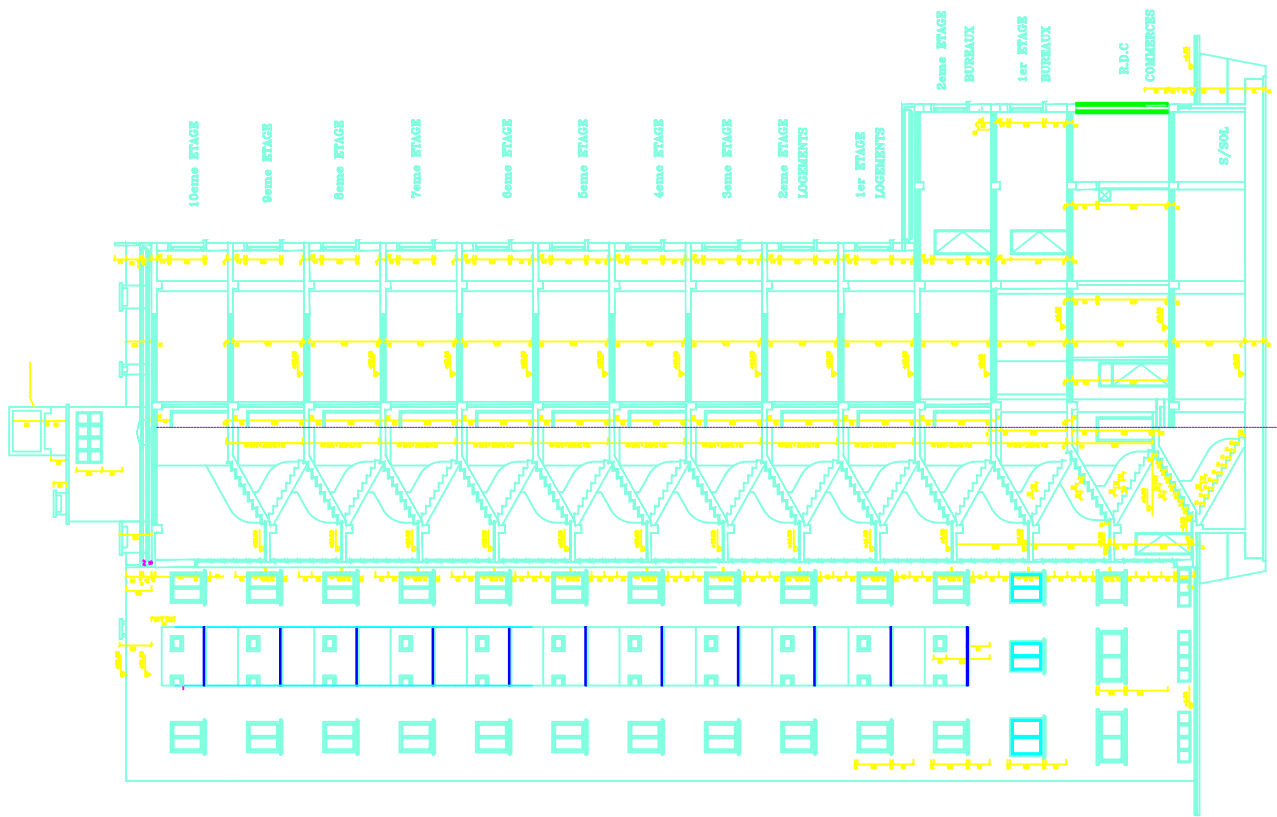
Plans
architecturaux
Et génie civil



FACADE SUR RUE LATÉRALE



FACADE SUR RUE POSTERIEURE A L'ENTREE D'IMMEUBLE

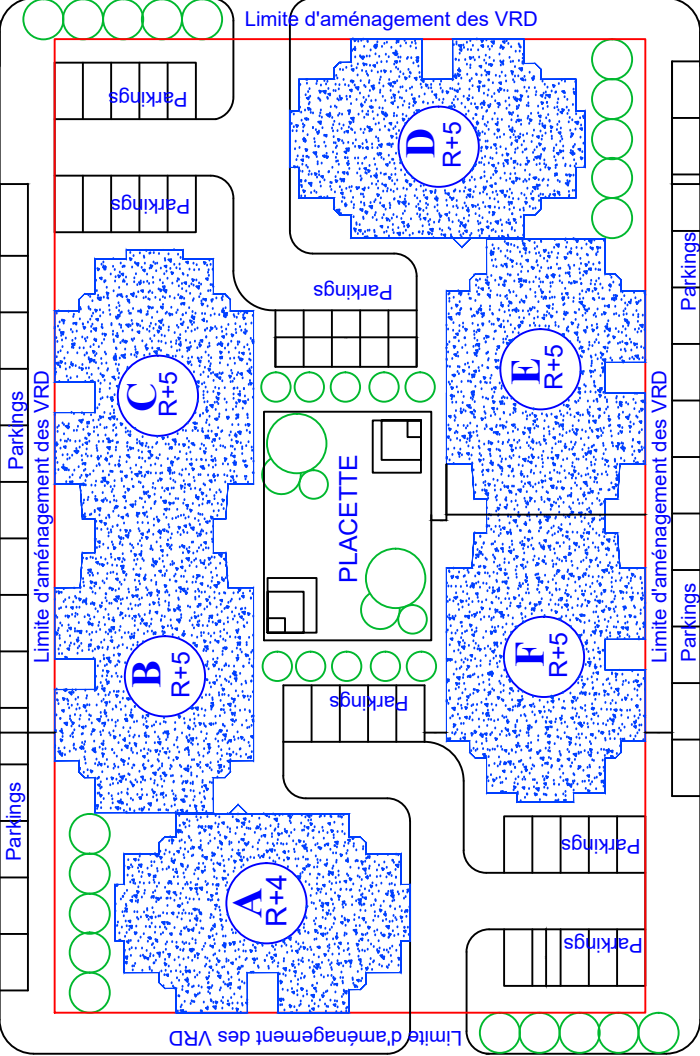
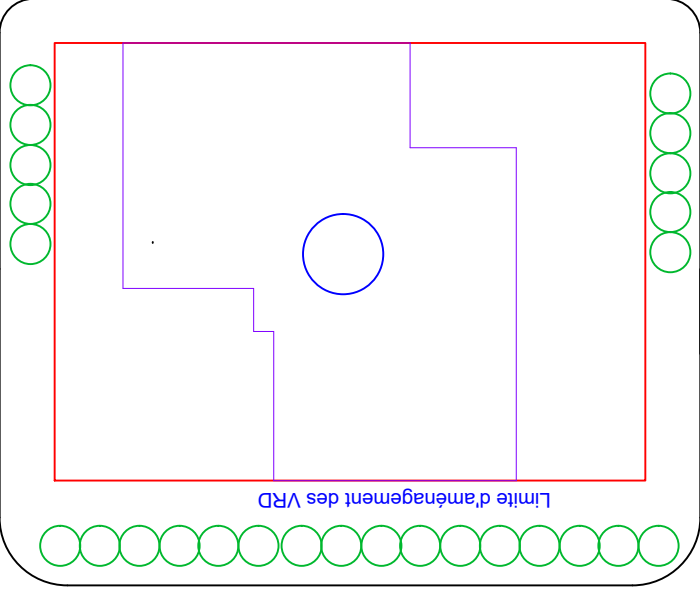


PLAN DE MASSE ; 180/1520 FAD

VOIE URBAINE 1

Ilot LC28;40Logts

Ilot LC27 ; 140Logts



VOIE URBAINE 3

VOIE URBAINE 4

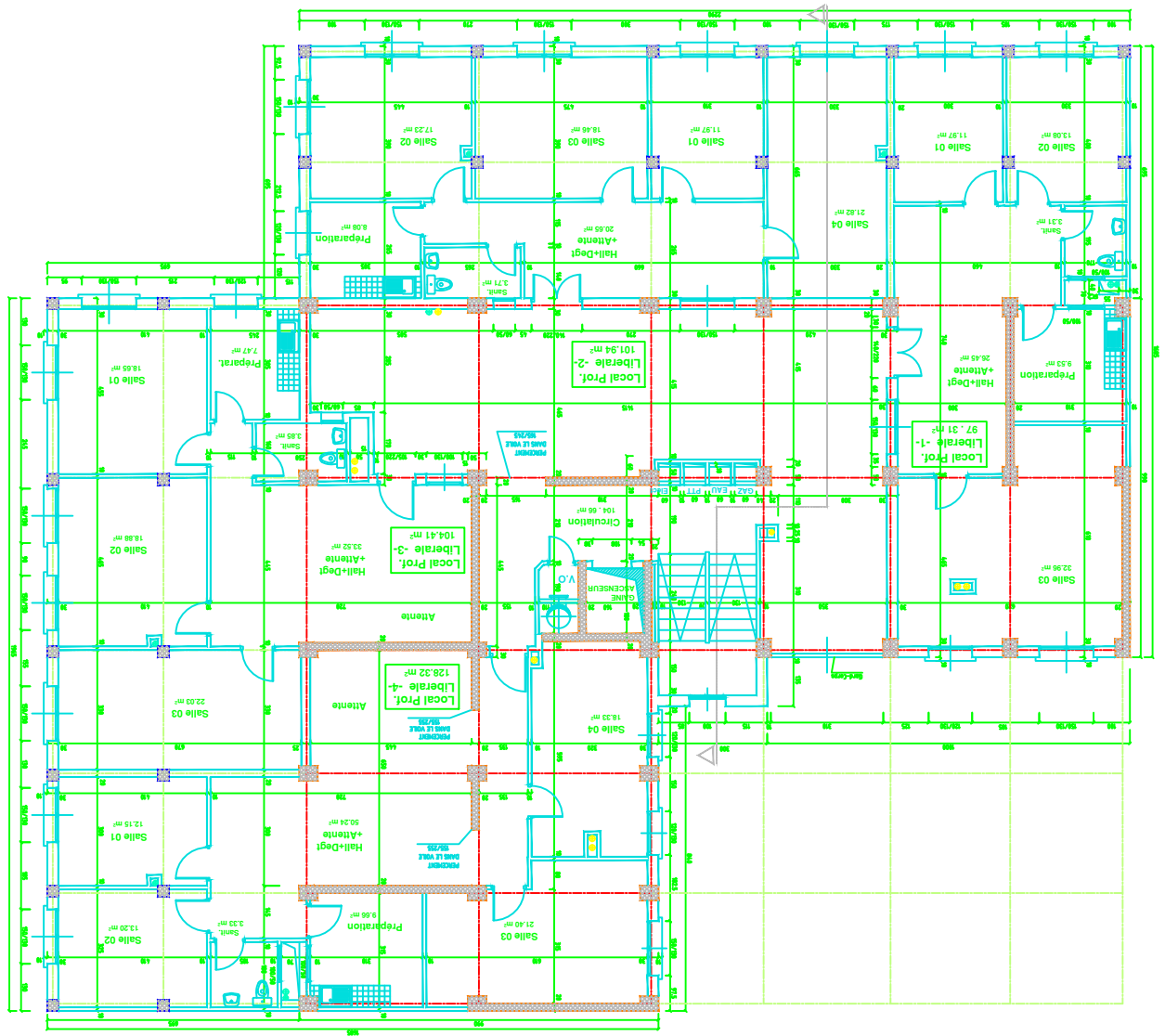
VOIE URBAINE 2

[illegible]

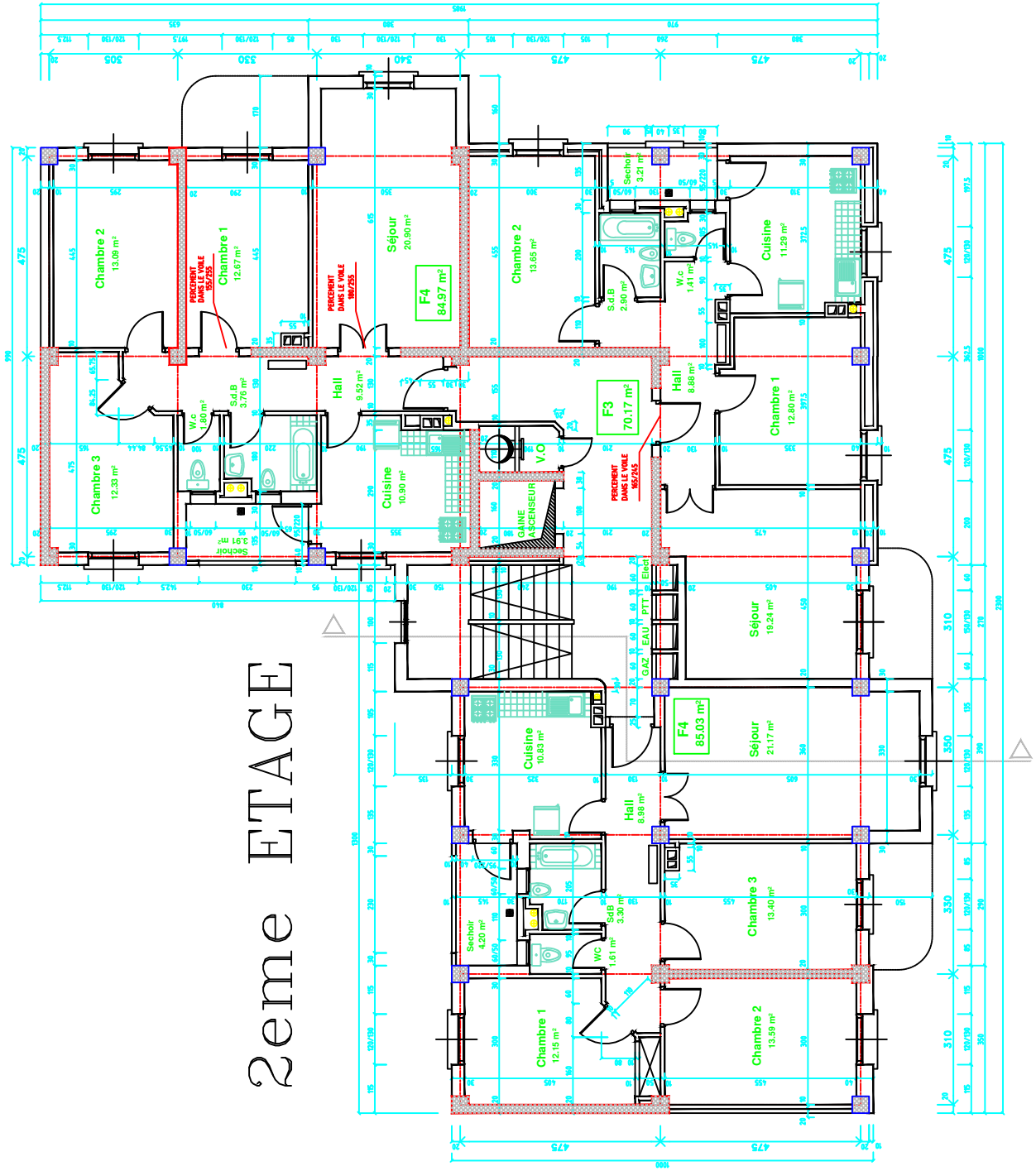
The floor plan shows a complex layout with various rooms and corridors. Key areas include:

- Classrooms:** Salle 01 (12.15 m²), Salle 02 (12.20 m²), Salle 03 (21.40 m²), Salle 04 (18.33 m²).
- Laboratories:** Local Prof. Libérale -1 (97.31 m²), Local Prof. Libérale -2 (101.94 m²), Local Prof. Libérale -3 (104.41 m²), Local Prof. Libérale -4 (128.32 m²).
- Halls and Corridors:** Hall+Degt +Attente (59.28 m²), Hall+Degt +Attente (35.92 m²), Hall+Degt +Attente (20.02 m²), Hall+Degt +Attente (26.45 m²).
- Reception and Service Areas:** Préparation (9.05 m²), Préparation (8.00 m²), Préparation (9.23 m²), Préparation (9.00 m²).
- Other Rooms:** Sanit. (3.39 m²), Sanit. (3.88 m²), Sanit. (3.71 m²), Sanit. (3.31 m²), Sanit. (3.31 m²).
- Central Area:** Circulation (109.96 m²), G. NIVE. A. PENSEUR, V.3, V.2, V.1.

The plan also includes dimensions for the overall building and various corridors, as well as a legend for the color coding.



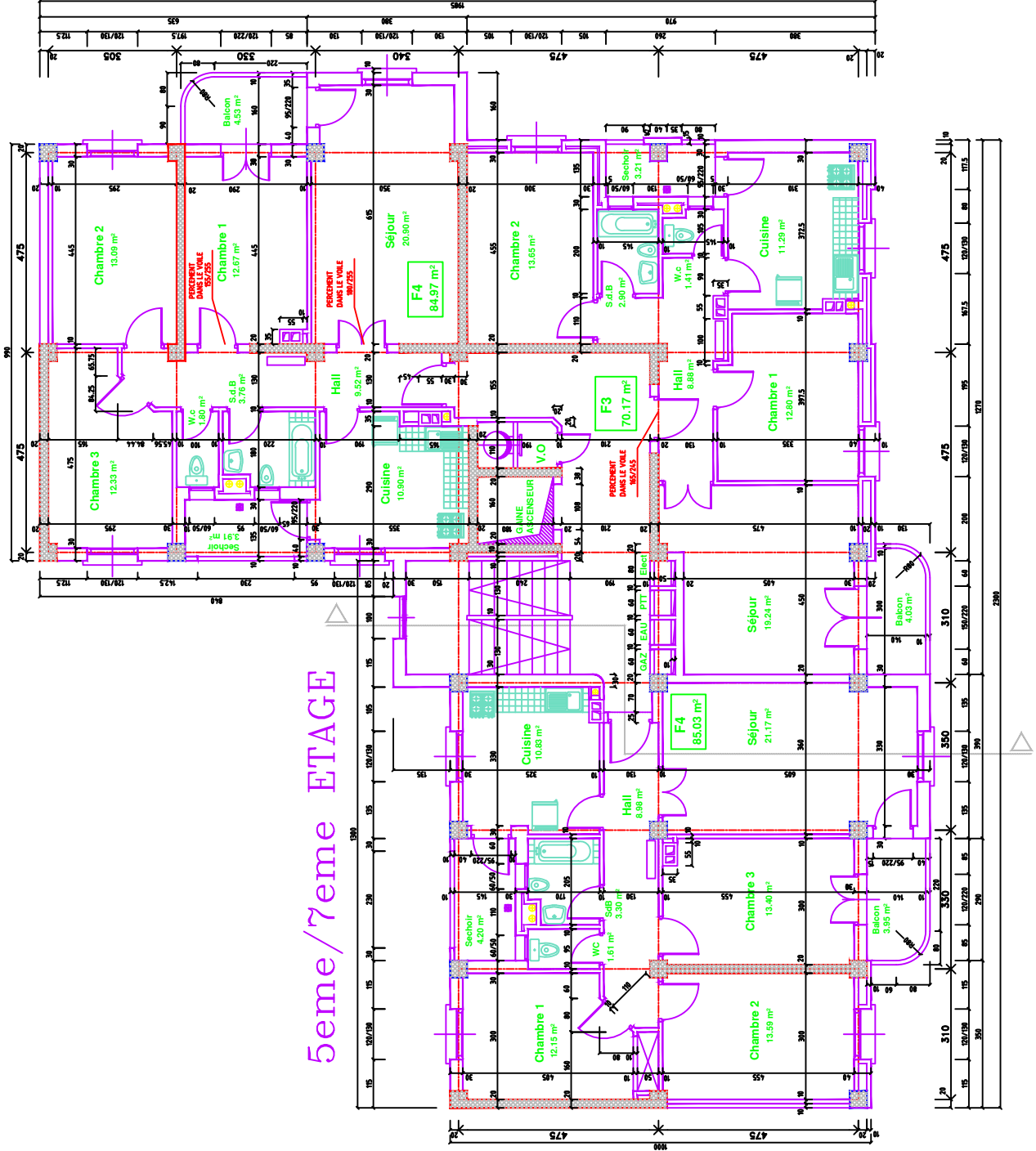
2eme ETAGE



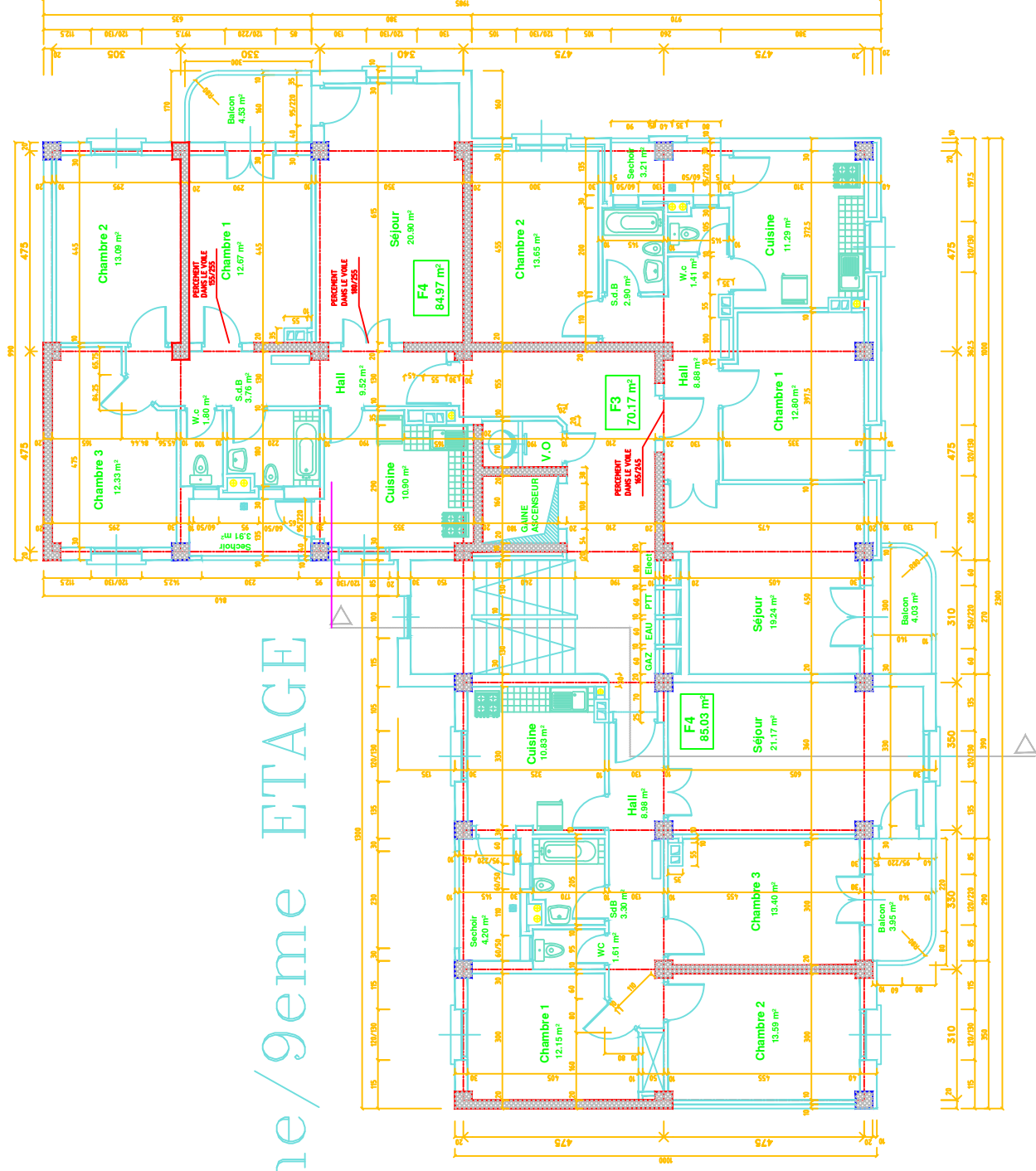
The floor plan illustrates the 8th floor of a building, divided into several apartment units. Each unit is color-coded and labeled with its rooms and their respective areas in square meters (m²). The plan includes detailed dimensions for walls, windows, and furniture placement. Key features include:

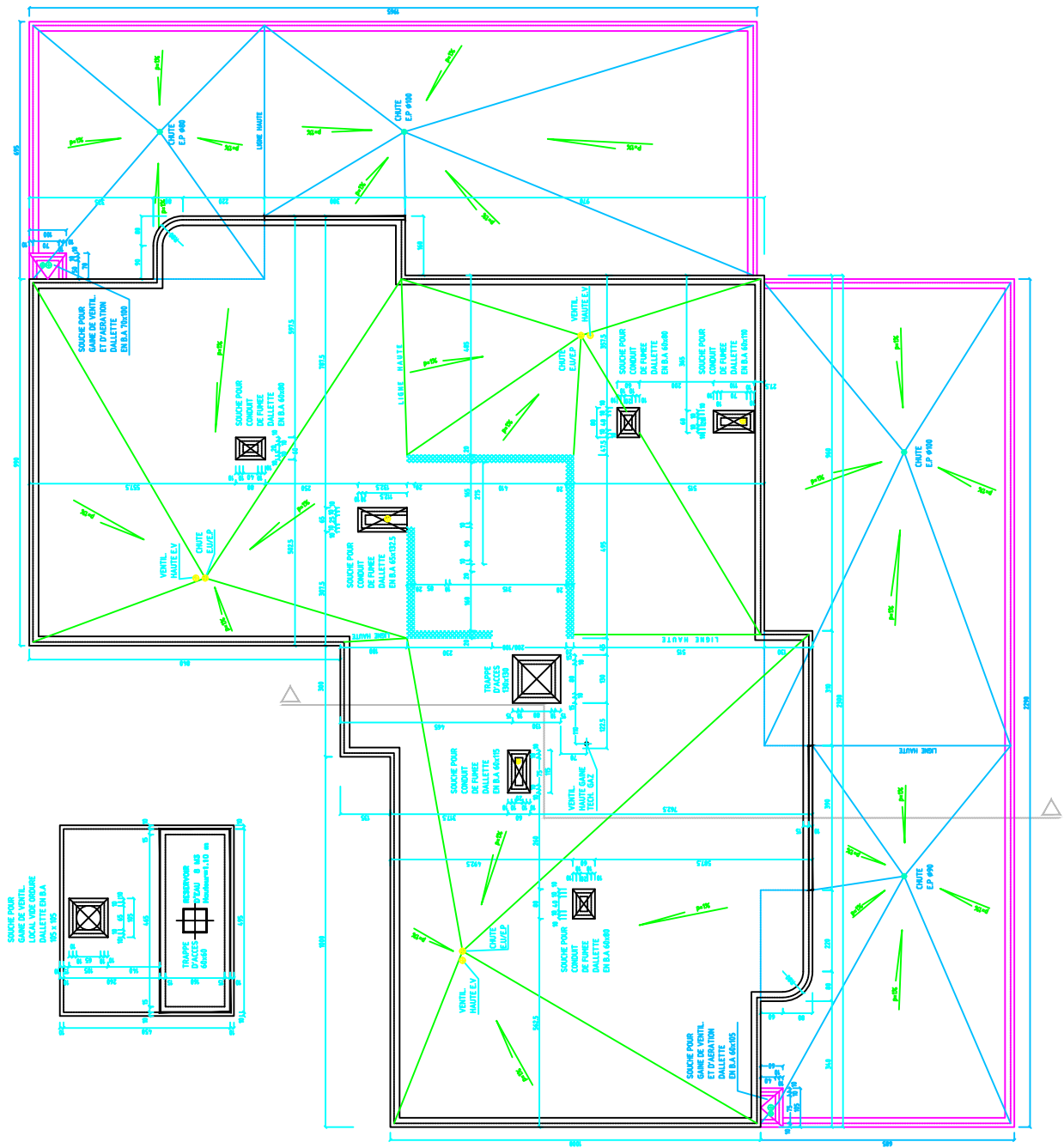
- Units and Rooms:**
 - Unit 1 (Top Left):** Chambre 1 (12.67 m²), Chambre 2 (13.09 m²), Chambre 3 (12.33 m²), Balcon (4.53 m²), W.C. (1.80 m²), S.d.B. (3.76 m²), Cuisine (10.90 m²), Hall (9.02 m²), and a central staircase (V.O.).
 - Unit 2 (Top Right):** Chambre 1 (12.60 m²), Chambre 2 (13.65 m²), Cuisine (10.93 m²), W.C. (1.41 m²), S.d.B. (2.90 m²), and a central staircase (V.O.).
 - Unit 3 (Bottom Left):** Chambre 1 (12.15 m²), Chambre 2 (13.59 m²), Chambre 3 (13.40 m²), Balcon (3.95 m²), W.C. (1.61 m²), S.d.B. (3.50 m²), Cuisine (10.93 m²), Hall (8.98 m²), and a central staircase (V.O.).
 - Unit 4 (Bottom Right):** Chambre 1 (12.60 m²), Chambre 2 (13.65 m²), Cuisine (10.93 m²), W.C. (1.41 m²), S.d.B. (2.90 m²), and a central staircase (V.O.).
- Common Areas:** The plan shows a central staircase (V.O.) and a central hallway (Hall) connecting the units.
- Dimensions:** The plan includes detailed dimensions for walls, windows, and furniture placement, as well as overall unit dimensions.
- Area Calculations:** Each room is labeled with its area in square meters (m²).

5eme/7eme ETAGE

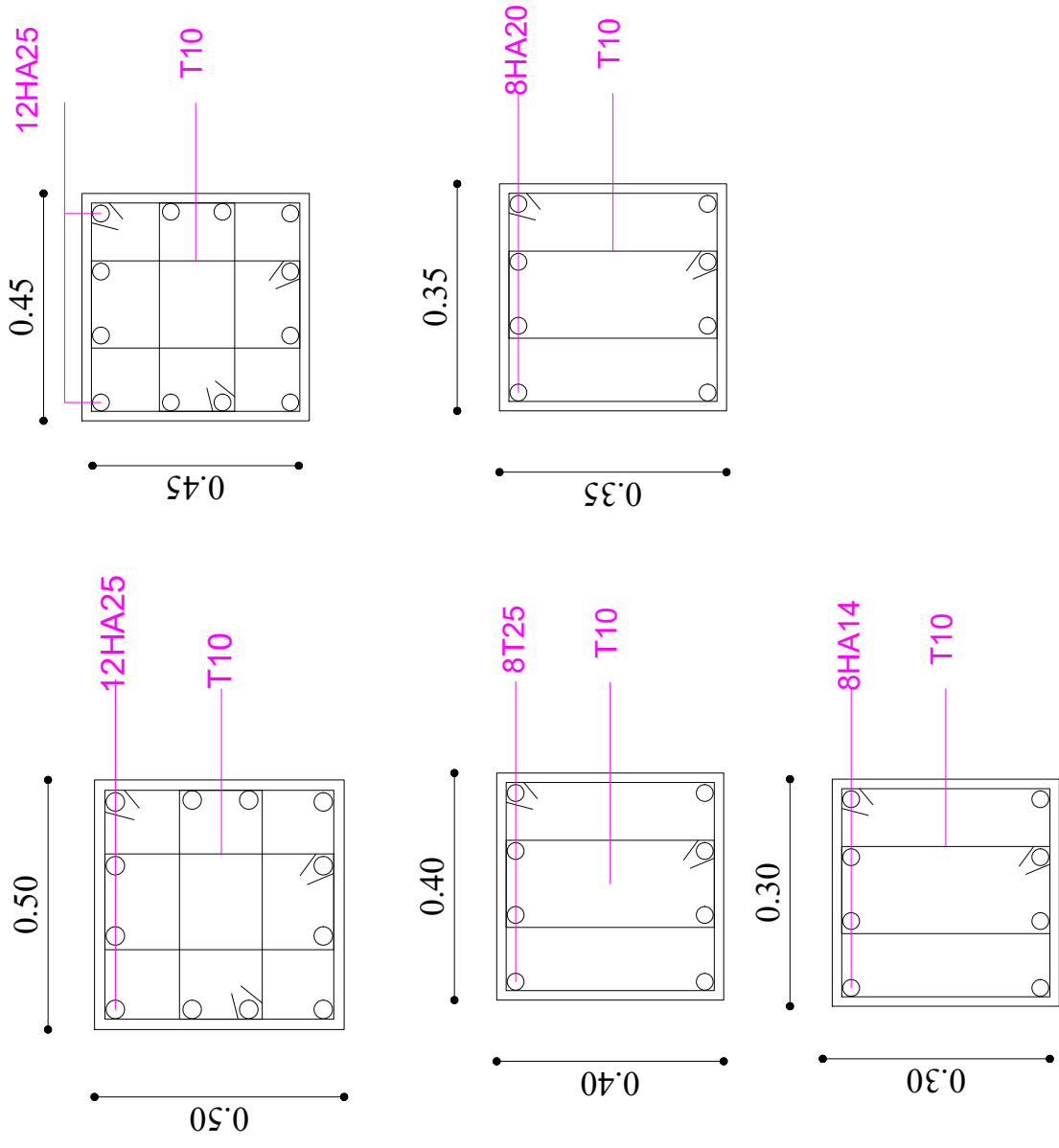


3eme/9eme ETAGE





FERRAILLAGE DES POTEAUX



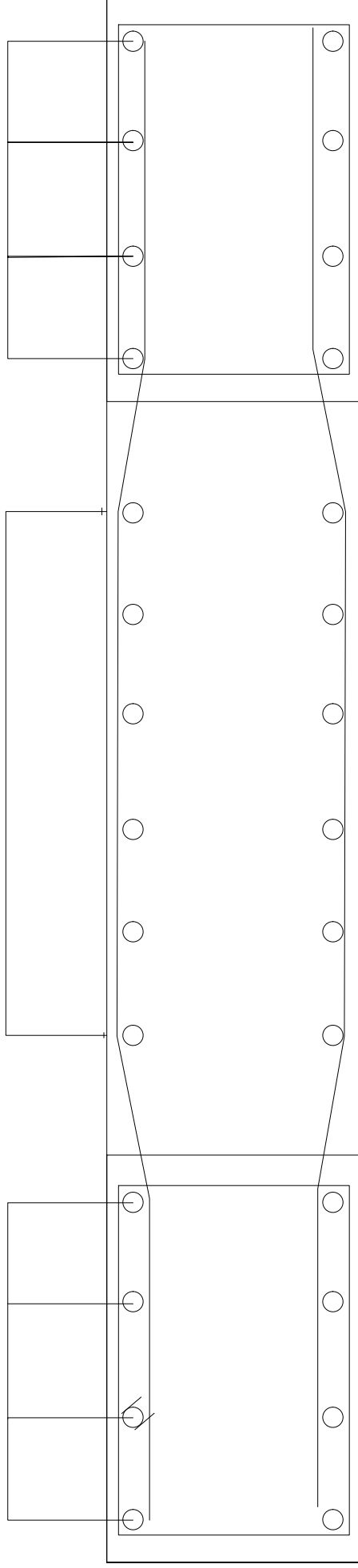


VOILES PERIPHERIQUES

2*4T16

2*6T12

2*4T16



475 cm

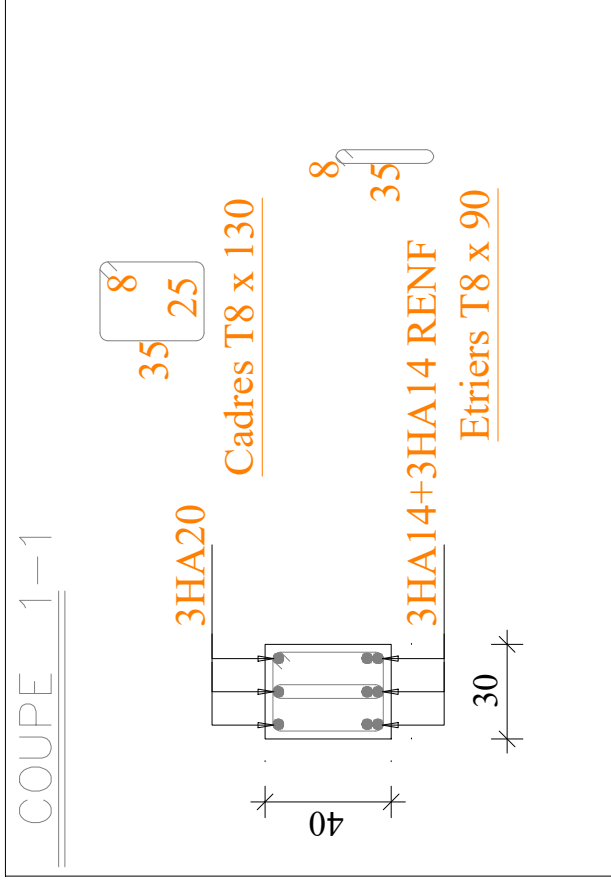
71.25cm

332.5cm

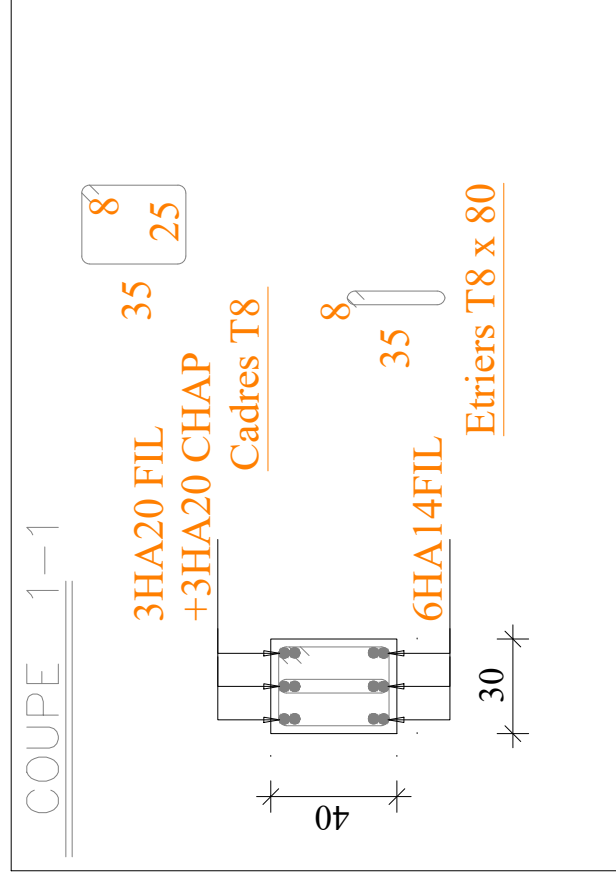
71.25cm

FERRAILLAGE DES VOILES

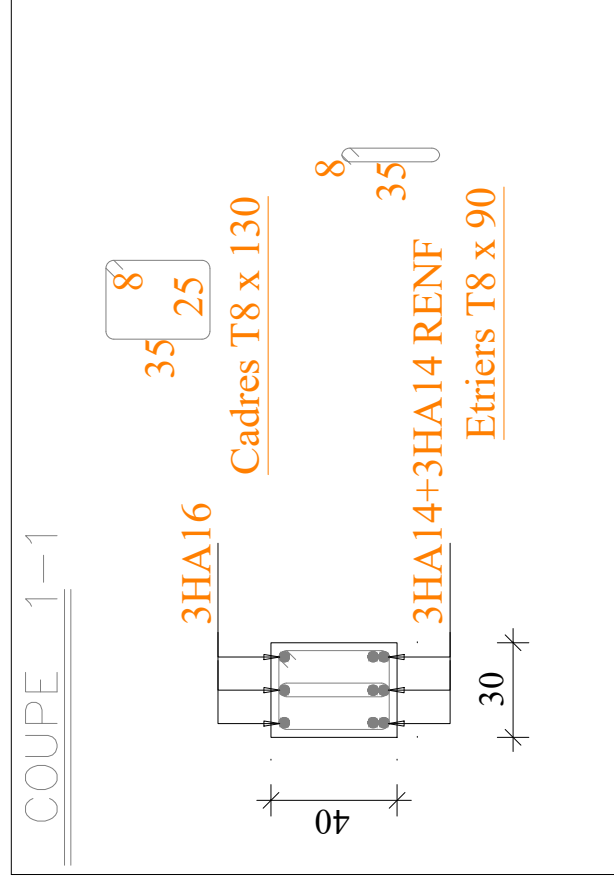
PP 30*40 TRAVEE



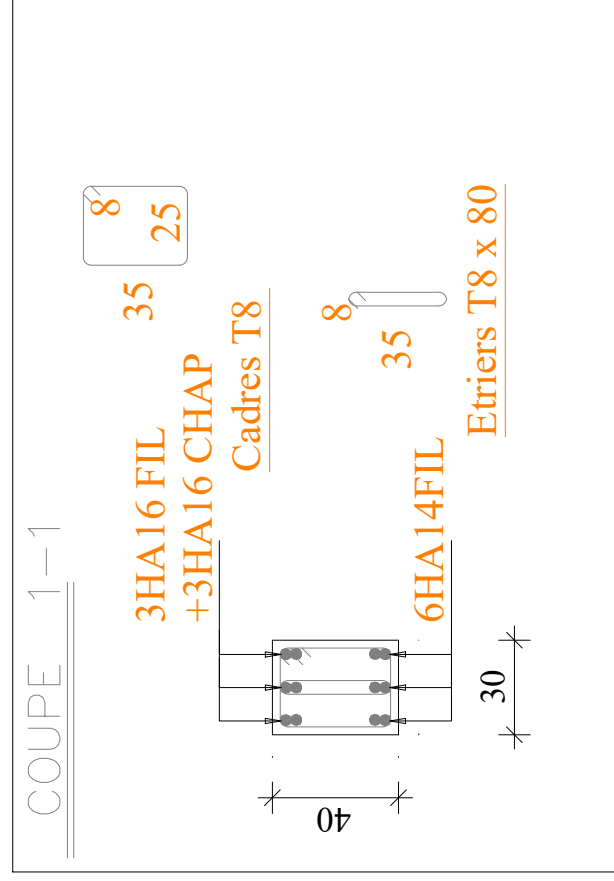
PP 30*40 EN APPUI



PS 30*40 TRAVEE



PS 30*40 EN APPUI



PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

