République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère De l'Enseignement Supérieur

Et De La Recherche Scientifique

Université AHMED BEN YAHIA EL-WANCHERISSI – TISSEMSILT

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil, Génie mécanique et Transport

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master Académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment en R+9+S-SOL à usages d'habitation selon RPA 2024

Présenté par : BABOU Abdelmoumen

IKENE Said

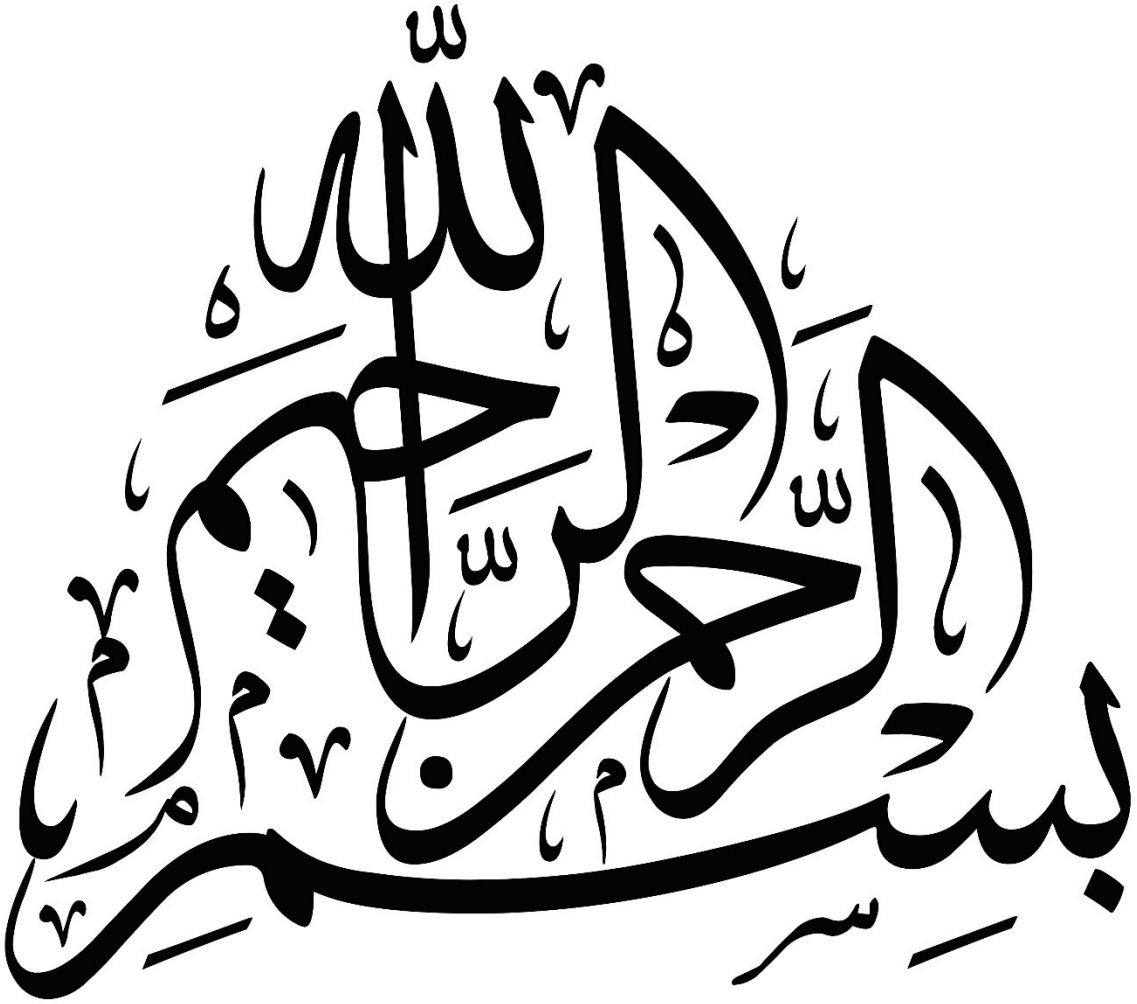
Encadrant (e) : Dr OUAZIR Mansour

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
DJEFFAL Hocine	M.C.A	Univ-Tissemsilt	Président
ADIM Belkacem	Pr	Univ-Tissemsilt	Encadreur
OUAZIR Mansour	M.C.B	Univ-Tissemsilt	Co-encadreur
BOUZID Haythem	M.C.A	Univ-Tissemsilt	Examinateur
OUAZIR Amine	Dr	Univ-Tissemsilt	Invité

Soutenu le, 08/07/2026

Année Universitaire : 2025/2026


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Mon premier remerciement va à Allah Azza wa Jalla

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, Monsieur ADIM Belkacem, pour avoir accepté de diriger ce travail, et notre Co-encadreur OUAZIR Mansour, pour diriger ce travail, Ses encouragements, ses conseils, sa patience et sa compétence ont été essentiels à la réalisation de cette étude.

Nos remerciements particuliers vont également à tous les membres du jury d'examinateurs qui ont eu l'amabilité d'évaluer notre projet.

Notre reconnaissance s'adresse aussi à tous nos professeurs tout au long de notre parcours universitaire, ainsi qu'à l'ensemble des membres du département de technologie, à nos amis et aux bibliothécaires pour leur assistance, leurs conseils et leur soutien.

Merci à tous ceux qui, de près ou de loin.

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, toutes les louanges sont à Allah seul, le Soutien des mondes.

Ce travail n'aurait pu être mené à bien sans le soutien précieux, les encouragements et l'accompagnement de nombreuses personnes. Nous tenons à leur exprimer notre profonde gratitude et à leur dédier ce travail en témoignage de notre reconnaissance

À nos familles bien-aimées chacun nommément, en particulier à nos chères mères pour leur patience et leur sacrifice, et à nos chers pères qui nous ont aidés à concrétiser nos rêves. Qu'Allah les bénisse.

À mon père, Babou Al-Hajj que Dieu lui fasse miséricorde.

À nos douces sœurs et à nos frères bien-aimés pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements.

À toutes les personnes qui nous ont aidés et encouragés de près ou de loin.

Résumé

Ce projet porte sur une étude technique complète d'un immeuble résidentiel situé dans la circonscription d'El Eulma, wilaya de Sétif, composé d'un sous-sol et rez-de-chaussée et de neuf étages supérieurs, dont deux duplex au sommet de l'immeuble. Ce design a été choisi pour répondre aux besoins fonctionnels et esthétiques des bénéficiaires, tout en tenant compte des exigences de sécurité structurelle dans une zone classée parmi les zones à activité sismique modérée, selon la carte de zonage sismique adoptée en Algérie.

La structure étudiée est conçue selon un système mixte associant des voiles et des portiques en béton armé. Les voiles assurent la reprise des efforts horizontaux dus aux actions sismiques, tandis que les portiques supportent principalement les charges verticales et garantissent une plus grande flexibilité architecturale. Ce système permet d'assurer à la fois la stabilité, la résistance et le bon comportement de l'ouvrage face aux différentes sollicitations.

Les calculs ont été effectués conformément aux normes nationales approuvées, à savoir : BAEL91, CBA93 et RPA2024.

L'étude a inclus à la fois l'analyse manuelle et l'analyse numérique en utilisant le logiciel ETABS, afin de déterminer les dimensions géométriques optimales et d'assurer une efficacité économique dans l'exécution. Des dessins de renforcement détaillés ont également été préparés avec une grande précision en utilisant le logiciel AutoCAD, pour faciliter le processus d'exécution sur site et garantir la clarté des informations.

Mots clés :

Étude technique, Dimensionnement, Analyse statique, Analyse dynamique, Béton armé, Modélisation, Calcule assisté par ordinateur, Dessin assisté par ordinateur.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة هندسية شاملة لمبنى سكني يقع في دائرة العلمة، ولاية سطيف، وهو مكوَّن من قبو وطابق أرضي وتسعة طوابق علوية، يتضمّن منها شقة ذات طابقين في الجزء العلوي من المبنى. تم اختيار هذا التصميم لتلبية الاحتياجات الوظيفية والجمالية للمستفيدين، مع الأخذ بعين الاعتبار متطلبات السلامة الإنشائية في منطقة تُصنَّف ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي المتوسط، حسب خريطة التقسيم الزلزالي المعتمدة في الجزائر.

يرتكز التصميم الإنشائي على نظام إنشائي مختلط يجمع بين جدران القص الخرسانية المسلحة والإطارات. تقاوم جدران القص القوى الأفقية الناتجة عن النشاط الزلزالي، بينما تدعم الإطارات بشكل أساسي الأحمال الرأسية وتضمن مرونة معمارية أكبر. يضمن هذا النظام استقرار الهيكل وقوته وأداءه الأمثل عند مختلف التحريضات. .وقد تم تنفيذ الحسابات وفقًا للمعايير الوطنية المعتمدة، وهي: BAEL91 وCBA93 وRPA2024.

شملت الدراسة كلاً من التحليل اليدوي والتحليل العددي باستخدام برنامج ETABS v9.7.4، لتحديد الأبعاد الهندسية المثلى وضمان كفاءة اقتصادية في التنفيذ كما تم إعداد رسومات التسليح التفصيلية بدقة عالية باستخدام برنامج AutoCAD، لتسهيل عملية التنفيذ في الموقع وضمان وضوح المعلومات.

الكلمات المفتاحية:

دراسة تقنية، التصميم الإنشائي، تحليل استاتيكي، تحليل ديناميكي، خرسانة مسلحة، النمذجة، الحساب بمساعدة الحاسوب، الرسم بمساعدة الحاسوب.

Abstract

This project involves a comprehensive technical study of a residential building located in the El Eulma district, Sétif province, consisting of a basement and ground floor, and nine upper floors, including two duplexes at the top of the building. This design was chosen to meet the functional and aesthetic needs of the beneficiaries, while taking into account the structural safety requirements in an area classified as having moderate seismic activity, according to the seismic zoning map adopted in Algeria.

The structural design is based on a hybrid system combining reinforced concrete shear walls and frames. The shear walls resist horizontal forces generated by seismic activity, while the frames primarily support vertical loads and provide greater architectural flexibility. This system ensures the structure's stability, strength, and optimal performance under various stresses.

The calculations were carried out in accordance with the approved national standards, namely: BAEL91, CBA93, and RPA2024.

The study included both manual analysis and numerical analysis using the ETABS v9.7.4 software, in order to determine the optimal geometric dimensions and ensure economic efficiency in execution. Detailed reinforcement drawings were also prepared with great precision using AutoCAD software, to facilitate the on-site execution process and ensure the clarity of the information.

Keywords:

Technical study, Structural design, Static analysis, Dynamic analysis, Reinforced concrete, Modeling, Computer-aided calculation, Computer-aided design.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 1

I.2 Présentation du bâtiment 1

I.3 Caractéristique de l'ouvrage 1

I.4 Données du site 1

I.5 Plans d'architectures 2

I.6 Différents éléments constitutifs de l'ouvrage 3

I.6.1 Superstructure 3

I.6.2 Différents éléments d'infrastructure 5

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

II.1 Introduction 8

II.2 Définition d'état limite 8

II.2.1 États limites ultimes (ELU) 8

II.2.2 États limites de service (ELS) 10

II.3 Béton 10

II.3.1 Définition 10

II.3.2 Composition du béton 10

II.3.3 Matières constitutives du béton 11

II.3.4 Caractéristiques physiques du béton 11

II.3.5 Caractéristiques mécaniques du béton 12

II.3.5.1 Résistance à la compression (A.2.1.11/ BAEL 91) 12

II.3.5.2 Résistance à la traction 12

II.3.5.3 Module d'élasticité 13

II.3.5.4 Contraintes limites de béton 14
II.3.5.5 Contrainte ultime de cisaillement 15
II.4 Acier 15
II.4.1 Types d'acier 15
II.4.2 Caractéristiques mécaniques 15
II.4.3 Contrainte limite des Aciers 16
II.4.3.1 Contrainte limite ultime (E.L.U) 16
II.4.3.2 Contrainte limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.3/ BAEL91) 16
II.4.4 Protection d'armatures (Art A.7.1 du BAEL 91) 17
II.5 Actions et les sollicitations 17
II.5.1 Actions (Art A.3.1/ BAEL91) 17
II.5.2 Sollicitations (Art A.3.2/ CBA93) 18
II.6 Combinaisons d'actions (Art A.3.2/ CBA93) 18
II.6.1 Situation courante 18
II.6.2 Situation accidentelle 18
II.6.3 Conclusion 18

Chapitre III : Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

III.1 Introduction 20
III.2 Pré-dimensionnement des planchers 20
III.2.1 Planchers à corps creux 20
III.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles 21
III.2.3 Pré-dimensionnement des dalles plaines 21
III.3 Prédimensionnement des poutres 22
III.3.1 Poutres principales 23
III.3.2 Poutres secondaires 23
III.4 Prédimensionnement des voiles 24
III.5 Prédimensionnement Les escaliers 25
III.5.1 Définition 25
III.5.2 Composition d'un escalier 25
III.5.3 Caractéristiques techniques 26
III.6 Pré-dimensionnement de l'acrotère 27
III.7 Evaluation des charges 28
III.7.1 Définition 28
III.7.2 Plancher 28

III.7.2.1 Plancher terrasse inaccessible 28
III.7.2.2 Plancher étage courant 29
III.7.2.3 Plancher en dalle pleine 29
III.7.3 Balcon 30
III.7.3.1 Balcon étage courant 30
III.7.3.2 Balcon terrasse 30
III.7.3.3 Murs extérieurs 31
III.7.3.4 Murs intérieurs 31
III.7.4 Escaliers 32
III.7.4.1 Palier 32
III.7.4.2 Volée (Paillasse) 32
III.7.5 Acrotère 33
III.8 Pré-dimensionnement du poteau 34
III.8.1 Choix du poteau le plus sollicité 34
III.8.1.1 Poteau central 35
III.9 Conclusion 42

Chapitre IV : Ferraillage des éléments secondaires

IV.1 Introduction 44
IV.2 Etude du L'acrotère 44
IV.2.1 Evaluation des charges et surcharges 44
IV.2.2 Détermination de l'effort due au séisme 44
IV.2.3 Sollicitations 45
IV.2.4 Combinaisons des sollicitations 45
IV.2.5 Ferraillage de l'acrotère 46
IV.2.5.1 Calcul de l'excentricité 46
IV.2.5.2 Calcul de ferraillage 47
IV.2.6 Vérification nécessaire 49
IV.2.6.1 Vérification des contraintes 49
IV.2.6.2 Vérification de l'effort tranchant 49
IV.2.7 Schéma de ferraillage 50
IV.3 Etude du l'escalier 50
IV.3.1 Caractéristiques géométriques 50
IV.3.2 Evaluation des charges 51
IV.3.3 Combinaison des charges 51

IV.3.4 Calcul de la charge équivalente 51
IV.3.5 Sollicitations de calcul de l'escalier 52
IV.3.6 Calcul de ferraillage 52
IV.3.7 Vérification à L'ELU 53
IV.3.8 Vérification à L'ELS 54
IV.3.8.1 Vérification des contraintes 54
IV.3.8.2 Vérification de la flèche 54
IV.3.9 Schéma de ferraillage 57
IV.3.10 Etude de la poutre brisée 57
IV.3.10.1 Vérification à l'ELS 60
IV.3.10.2 Armatures transversales 61
IV.3.10.3 Calcul à la torsion 61
IV.4 Etude du plancher à dalle pleine (Sous-sol) 63
IV.4.1 Modes de travail de la dalle 63
IV.4.2 Combinaison des charges 63
IV.4.3 Calcul des moments isostatiques 63
IV.4.4 Distribution des moments 64
IV.4.5 Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS 65
IV.4.6 Calcul de ferraillage 65
IV.4.7 Vérification à l'ELU 66
IV.4.8 Vérification à L'ELS 67
IV.4.9 Vérification de la flèche 67
IV.4.10 Schéma de ferraillage 70
IV.5 Etude des balcons 70
IV.5.1 Évaluation des charges 71
IV.5.2 Combinaison des charges 71
IV.5.3 Etude du balcon étage courant 72
IV.5.4 Calcul du ferraillage 72
IV.5.5 Vérifications nécessaires 73
IV.5.6 Armatures de répartition 74
IV.5.7 Schéma de ferraillage 74
IV.6 Etude du plancher en corps creux 75
IV.6.1 Evaluation des charges 75
IV.6.2 Combinaisons des charges 75

IV.6.3 Ferraillage de la dalle de compression 76
IV.6.4 Calcul des poutrelles 77
IV.6.4.1 Application de la méthode forfaitaire 79
IV.6.4.2 Détermination des sollicitations maximales : 80
IV.6.5 Calcul de ferraillage 85
IV.6.6 Vérification à l'ELU 87
IV.6.7 Vérification de l'effort tranchant 87
IV.6.8 Vérification à l'ELS 88
IV.6.9 Vérification de la flèche 88
IV.6.10 Armatures transversales 91
IV.6.11 Schéma de ferraillage 92
IV.7 Conclusion 92

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation

V.1 Introduction 94
V.2 Objectif de l'étude dynamique 94
V.3 Critères de classification 94
V.3.1 Classification des zones sismiques 94
V.3.2 Classification des ouvrages selon leur importance 95
V.3.3 Classification des sites 96
V.3.4 Classification des systèmes de contreventement 96
V.3.5 Coefficient de comportement global de la structure 97
V.4 Modélisation de la structure 97
V.4.1 Présentation du logiciel ETABS 98
V.4.2 Pourquoi l'ETABS 98
V.4.3 Rappel (terminologie) 98
V.4.4 Étapes de modélisation 98
V.4.5 Modèle du modélisation 3D (R+9+S-SOL) 104
V.5 Choix de la méthode du calcul 106
V.5.1 Spectre de réponse horizontal 106
V.5.1.1 Configuration du spectre de réponse horizontal selon RPA 2024 106
V.5.1.2 Présentation graphique de spectre de réponse horizontale 107
V.5.1.3 Spectre de réponse vertical 108
V.6 Analyse et le calcul de la structure 108
V.6.1 Vérification de système de contreventement 108

V.6.2 Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique 112
V.6.3 Vérification de la période fondamentale de la structure 114
V.6.4 Vérification des efforts normaux réduit 116
V.6.5 Vérification de l'excentricité 117
V.6.6 Vérification des déplacements inter-étage 120
V.6.7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 122
V.6.8 Vérification de renversement 124
V.6.8.1 Vérification de la stabilité au renversement 124
V.6.9 Vérification de l'effet P-Delta 126
V.6.10 Vérification de joint sismique 128
V.7 Conclusion 128

Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Introduction 130
VI.2 Ferraillage des poteaux 130
VI.2.1 Combinaisons des charges 130
VI.2.2 Ferraillage des poteaux 131
VI.2.3 Recommandations des règlements 131
VI.2.4 Sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 22 132
VI.2.5 Exemple de calcul de ferraillage poteau (55×55) 133
VI.2.5.1 Armatures longitudinales 133
VI.2.5.2 Ferraillage transversal 135
VI.2.5.3 Ductilité pour la zone critique 136
VI.2.5.4 Vérifications nécessaires 137
VI.2.6 Ferraillage des autres poteaux 138
VI.2.7 Schéma de ferraillage 140
VI.3 Ferraillage des poutres 141
VI.3.1 Combinaisons des charges 141
VI.3.2 Hypothèses de calcul 141
VI.3.3 Recommandation du RPA24 141
VI.3.3.1 Exigences de ductilité pour la zone critique 141
VI.3.3.2 Armatures longitudinales 142
VI.3.3.3 Armatures transversales 142
VI.3.4 Calcul de ferraillage des poutres Principales 143
VI.3.4.1 Sollicitations obtenues par logiciel ETABS 22 143

VI.3.4.2 Calcul de ferraillage longitudinale 143
VI.3.5 Ferraillage des poutres secondaires 147
VI.4 Ferraillage des voiles 150
VI.4.1 Combinaisons d'actions 150
VI.4.2 Représentation des voiles 150
VI.4.3 Donnes de calcule pour le type voile V1 151
VI.4.4 Sollicitations : 151
VI.4.5 Etapes de calcule 152
VI.4.6 Vérification de l'effort normal réduit 152
VI.4.7 Vérification de type de voile 152
VI.4.8 Diagrammes de calcul 152
VI.4.8.1 Détermination de la hauteur critique h_{cr} 153
VI.4.8.2 Diagrammes de calcul du moment fléchissant 153
VI.4.8.3 Diagrammes de calcul de l'effort tranchant 155
VI.4.9 Calcul de la section des armatures longitudinales 156
VI.4.10 Ferraillage des éléments des rives 159
VI.4.10.1 Dimensionnement des éléments de rives 160
VI.4.10.2 Ferraillage des éléments de rives 161
VI.4.10.3 Choix des armatures des éléments de rives 161
VI.4.10.4 Espacement vertical armatures confinement (St) 161
VI.4.10.5 Section minimale des armatures de confinement 162
VI.4.10.6 Ferraillage de l'âme 162
VI.4.11 Vérification des contraintes limites de cisaillement 163
VI.4.12 Vérification des conditions de ductilité locale 163
VI.4.12.1 Longueur comprimée des parties de rive 163
VI.4.12.2 Raccourcissement limite à la rupture, du béton comprimé 164
VI.4.12.3 Rapport mécanique en volume des armatures de confinement 164
VI.4.12.4 Coefficient d'efficacité du confinement α 165
VI.4.12.5 Volumes sur la hauteur critique hcr = 5,95 m 166
VI.4.13 Ferraillage de la zone supérieur 167
VI.4.14 Schéma de ferraillage 168
VI.4.15 Ferraillage du voile type 02 (V10 = 3,20 m) 168
VI.4.15.1 Donnes de calcule pour voile V10 169
VI.4.15.2 Sollicitations 169

VI.4.15.3 Diagrammes de calcul 170
VI.4.15.4 Diagrammes de calcul du moment fléchissant 170
VI.4.15.5 Diagrammes de calcul de l'effort tranchant 170
VI.4.15.6 Ferraillage des éléments de rive dans la zone critique 171
VI.4.15.7 Ferraillage de l'âme 171
VI.4.15.8 Vérification des conditions de ductilité locale 172
VI.4.15.9 Ferraillage de la zone supérieur 173
VI.4.15.10 Sheema de ferraillage 174

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction 176
VII.2 Etude géotechnique du sol 176
VII.3 Etude des fondations 176
VII.3.1 Choix du type de fondation 176
VII.3.2 Justification pour le choix des fondations 177
VII.3.2.1 Semelles isolées 177
VII.3.2.2 Semelle filante 177
VII.3.3 Prédimensionnement du radier 178
VII.3.4 Modélisation du radier sous ETABS 179
VII.3.5 Vérifications réglementaires du radier 180
VII.3.5.1 Vérification au poinçonnement 180
VII.3.5.2 Vérification de non soulèvement (effet de sous pression) 180
VII.3.5.3 Détermination des charges et des surcharges 180
VII.3.5.4 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale 181
VII.3.6 Ferraillage du radier 181
VII.3.6.1 Vérification à l'ELU 183
VII.3.6.2 Vérification de l'effort tranchant 184
VII.3.6.3 Vérification à l'ELS 185
VII.3.7 Ferraillage du débord 186
VII.3.8 Schéma de ferraillage 186
VII.4 Étude du nervure (poutre de libage) 187
VII.4.1 Solicitations du calcul 187
VII.4.2 Calcul à la flexion simple (armatures longitudinales) 188
VII.4.3 Vérification de l'effort tranchant 189
VII.4.4 Vérification à l'ELS 189

VII.4.6 Armatures transversales 191
VII.4.7 Schéma de ferraillage 192
VII.5 Étude du voile périphérique 193
VII.5.1 Prédimensionnement 193
VII.5.2 Hypothèse de calcul 193
VII.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol 193
VII.5.4 Evaluation des charges 193
VII.5.5 Calcul du ferraillage 194
VII.5.5.2 Shéma de ferraillage 198
VII.6 Conclusion : 198

Chapitre VIII : Comparaison entre les résultats RPA2003 et RPA 2024

VIII.1 Introduction 200
VIII.2 Période fondamentale de la structure 200
VIII.3 Distribution de la force sismique sur les étages 200
VIII.4 Effort tranchant a la base 201
VIII.5 Vérification de la stabilité au renversement 201
VIII.6 Déplacement relatif selon RPA 2024 et RPA 99 v2003 201
VIII.6.1 Selon RPA2024 201
VIII.6.2 Selon RPA99 v 2003 202
VIII.7 Comparaison des sections de ferraillage 202
VIII.7.1 Poutre 202
VIII.7.1.1 Poutre principale 202
VIII.7.1.2 Poutre secondaires 203
VIII.7.1.3 Poteaux 203
VIII.8 Conclusion 204
Conclusion générale 205
Bibliographie
Annexe

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 : Plan RDC ech :1/50 2
Figure I. 2 : Coupe A-A ech :1/50 2
Figure I. 3 : Plancher à corps creux 4
Figure I. 4 : Plancher a dalle pleine 4
Figure I. 5 : Fondation isolée 5
Figure I. 6 : Fondation continue 6
Figure I. 7 : Radier générale 6

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

Figure II. 1 : Diagramme des déformations limites (ELU) 9
Figure II. 2 : Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton 12
Figure II. 3 : Évolution de la résistance à la traction en fonction la compression 12
Figure II. 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à L'E.L.U 14
Figure II. 6 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS 14
Figure II. 7 : Diagramme de contrainte- déformation de l'acier 16

Chapitre III : Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

Figure III. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux 20
Figure III. 2 : Coupe transversale d'une poutrelle 21
Figure III. 3 : Epaisseur de la dalle plaine 22
Figure III. 4 : Vue en 3d d'un voile 24
Figure III. 5 : Epaisseur minimum en fonction de RPA 2024 24
Figure III. 6 : Schéma d'un escalier 25
Figure III. 7: Schéma d'acrotère 27
Figure III. 8 : Schéma statique de Plancher terrasse inaccessible 28
Figure III. 9 : Schéma statique de plancher étage courant en dalle a corps creux 29
Figure III. 10 : Schéma statique de plancher en dalle pleine 29
Figure III. 11 : Schéma statique à dalle plain pour les planchers et balcon 30
Figure III. 12 : Schéma statique de balcon terrasse en dalle pleine 30
Figure III. 13 : Schéma statique de mur extérieur en double paroi 31
Figure III. 14 : Schéma statique de mur intérieurs en simple cloison 31
Figure III. 15 : Schéma statique du palier 32
Figure III. 16 : Schéma statique de la volée 33

Figure III. 17 : Schéma d'acrotère 33
Figure III. 18 : Choix du poteau le plus sollicité 34
Figure III. 19 : Dimensions du poteau central 35
Figure III. 20 : Schéma statique de la loi de dégression 38

Chapitre IV : Ferraillage des éléments secondaires

Figure IV. 1 : Schéma de calcul de l'acrotère 44
Figure IV. 2 : Section à ferrailler 46
Figure IV. 3 : Schéma de ferraillage et coffrage de l'acrotère 50
Figure IV. 4 : Géométrie des escaliers 50
Figure IV. 5 : Distribution des charges en une charge équivalente 51
Figure IV. 6 : Section à ferrailler 52
Figure IV. 7 : Schéma de coffrage et ferraillage de l'escalier 57
Figure IV. 8 : Schéma de coffrage et ferraillage de poutre brisée 62
Figure IV. 9 : Distribution des moments sur dalle de rive et dalle intermédiaire 64
Figure IV. 10 : Section à ferrailler en travée et sur appuis 65
Figure IV. 11 : Schéma de coffrage et ferraillage du plancher à dalle pleine sous-sol 70
Figure IV. 12 : Dimensions du balcon 70
Figure IV. 13 : Schéma des charges du garde-corps 71
Figure IV. 14 : Section à ferrailler 72
Figure IV. 15 : Schéma de coffrage et ferraillage du balco 74
Figure IV. 16 : plancher en corps creux 75
Figure IV. 17 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression 76
Figure IV. 18 : Moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire 79
Figure IV. 19 : Schéma statique de poutrelle 79
Figure IV. 20 : Diagramme des M et les N (terrasse inaccessible) à l'ELU 83
Figure IV. 21 : Diagramme d des M et les N (terrasse inaccessible) à l'ELS 83
Figure IV. 22 : Diagramme des M et les N (étage courant) à l'ELU 84
Figure IV. 23 : Diagramme des M et les N (étage courant) à l'ELS 85
Figure IV. 24 : Schéma du coffrage de la poutrelle 85
Figure IV. 25 : Cas disposition de l'axe neutre 86
Figure IV. 26 : Schéma de ferraillage du plancher à corps creux 92

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation

Figure V. 1 : Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI 94

Figure V. 2 : Logiciel de modélisation (ETABS 22) 97
Figure V. 3 : Démarrer le programme et changer les unités 98
Figure V. 4 : Initialisation du modèle 99
Figure V. 5 : Définition de la géométrie de la structure 99
Figure V. 6 : Définir les matériaux 100
Figure V. 7 : Définir les éléments linéaires (poteau, poutre) 100
Figure V. 8 : Définir les voiles 101
Figure V. 9 : Définir les planchers et l'escalier 101
Figure V. 10 : Définir le diaphragme 102
Figure V. 11 : Définir les cas de charge 102
Figure V. 12 : Définir les combinaisons des charges 102
Figure V. 13 : Définir la source des masses 103
Figure V. 14 : Définition des appuis 103
Figure V. 15 : Option « Replicate » 104
Figure V. 16 : Option « Divide Frames » 104
Figure V. 17 : Modèle 3D (R+9+S-SOL) 105
Figure V. 18 : Disposition des voiles de contreventement 105
Figure V. 19 : Spectre de calcul horizontal 108
Figure V. 20 : Vérification de système de contreventement selon RPA 2024 108
Figure V. 21 : Mode 01 translation selon x 112
Figure V. 22 : Mode 02 translation selon y 112
Figure V. 23 : Mode 03 Rotation selon z 113
Figure V. 24 : Représentation de centre de masse et de centre de rigidité 119
Figure V. 25 : Distribution des forces sismiques selon la hauteur sens x-x 123
Figure V. 26 : Distribution des forces sismiques selon la hauteur sens y-y 123
Figure V. 27 : Forces agissantes sur la stabilité au renversement 124
Figure V. 28 : Effet P-Δ 126
Figure V. 29 : Largeur minimum du joint sismique 128

Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux

Figure VI. 1 : Details de la zone nodale 137
Figure VI. 2 : Schéma de ferraillage des poteaux 140
Figure VI. 3 : Schéma de ferraillage des poutres principales 146
Figure VI. 4 : Schéma de ferraillage des poutres secondaires 149

Figure VI. 5 : Types des voiles dans notre structure 150
Figure VI. 6 : Zone critique à la base de voile d'apres RPA 2024 152
Figure VI. 7 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant selon RPA 2024..... 153
Figure VI. 8 : Courbes de calcul des moments..... 154
Figure VI. 9 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant pour voile V1 154
Figure VI. 10 : Enveloppe de calcul d'effort tranchant des systèmes 155
Figure VI. 11 : Courbes de calcul des efforts tranchant 155
Figure VI. 12 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant pour voile V1 156
Figure VI. 13 : Section de voile à ferrailler..... 156
Figure VI. 14 : Diagramme des contraintes Pour voile V1 158
Figure VI. 15 : Éléments de rive pour les voiles 159
Figure VI. 16 : Epaisseur minimale confinées de rive 160
Figure VI. 17 : Dimensionnement des éléments de rives et l'âme..... 160
Figure VI. 18 : Schéma de ferraillage l'élément de rive..... 162
Figure VI. 19 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024). ... 165
Figure VI. 20 : Schéma de ferraillage du voile V1..... 168
Figure VI. 21 : Sheema du voile type 02 (V10 = 3,20 m)..... 168
Figure VI. 22 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant pour voile V10 170
Figure VI. 23 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants pour voile V10 170
Figure VI. 24 : Donnes de l'élement de rive..... 172
Figure VI. 25 : Schéma de ferraillage du voile V10..... 174

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII. 1 : Radier nervuré..... 178
Figure VII. 2 : Représentation en plan du radier modélisé sous ETABS 179
Figure VII. 3 : Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire 181
Figure VII. 4 : Schéma de coffrage et ferraillage du radier..... 186
Figure VII. 5 : Schéma de coffrage et ferraillage des nervures..... 192
Figure VII. 6 : pression géostatique latérale des terres (Poussé)..... 194
Figure VII. 7 : Schéma de ferraillage du voile périphérique..... 198

Liste Des Tableaux

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

Tableau II. 2 : Valeurs de la contrainte limite d'élasticité garantie fe 15
Tableau II. 3 : Valeurs des contraintes de l'acier 16

Chapitre III : Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

Tableau III. 1 : Evaluation des charges du plancher inaccessible en dalle a corps creux . 28
Tableau III. 2 : Evaluation des charges du plancher étage en dalle a corps creux 29
Tableau III. 3 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine 29
Tableau III. 4 : Evaluation des charges du balcon étage courant en dalle pleine 30
Tableau III. 5 : Evaluation des charges du balcon terrasse en dalle pleine 30
Tableau III. 6 : Evaluation des charges de mur extérieur 31
Tableau III. 7 : Evaluation des charges de mur intérieurs 31
Tableau III. 8 : Evaluation des charges du palier 32
Tableau III. 9 : Evaluation des charges du volée 32
Tableau III. 10 : Evaluation des charges de l'acrotère de 60 cm 33
Tableau III. 11 : Calcul de la surface influencée du poteau de center 35
Tableau III. 12 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible 35
Tableau III. 13 : Charge permanente au niveau de 8 étages courants 36
Tableau III. 14 : Charge permanente au niveau du RDC 36
Tableau III. 15 : Charge permanente au niveau du sous-sol 36
Tableau III. 16 : Les résultats de calcul de la loi de dégression des charges 37
Tableau III. 17 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible 38
Tableau III. 18 : Charge permanente au niveau de 6 étages courants 38
Tableau III. 19 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible 39
Tableau III. 20 : Charge permanente au niveau de 2 étages courants 39
Tableau III. 21 : Calcul des sections des poteaux selon les efforts appliqués 41
Tableau III. 22 : Prédimensionnement des sections des poteaux 41
Tableau III. 23 : Vérification des poteaux au flambement 42
Tableau III. 24 : Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poteaux 42
Tableau III. 25 : Prédimensionnement des éléments 42

Chapitre IV : Ferraillage des éléments secondaires

Tableau IV. 1 : Evaluation des Mf, des efforts tranchants et des efforts normaux 45
Tableau IV. 2 : Evaluation des sollicitations 46

Tableau IV. 3 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS..... 51
Tableau IV. 4 : Différents coefficients pour calculer le ferraillage..... 52
Tableau IV. 5 : Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier..... 53
Tableau IV. 6 : Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition..... 53
Tableau IV. 7: Résultats des sollicitations maximales..... 58
Tableau IV. 8 : Résultats du calcul du ferraillage de la poutre brisée 59
Tableau IV. 9 : Chargement du plancher Sous-Sol à dalle pleine..... 63
Tableau IV. 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS..... 65
Tableau IV. 11 : Différents coefficients pour calculer le ferraillage..... 65
Tableau IV. 12 : Résultats du ferraillage de panneau sous-sol à l'ELU..... 66
Tableau IV. 13 : Résultats de la vérification de l'effort tranchant 66
Tableau IV. 14 : Tableau récapitulatif de la vérification à L'ELS de panneau sous-sol 67
Tableau IV. 15 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS..... 71
Tableau IV. 16 : Sollicitations maximales du balcon 72
Tableau IV. 17 : Tableau récapitulatif des combinaisons d'action..... 76
Tableau IV. 18 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse..... 82
Tableau IV. 19 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher étage 84
Tableau IV. 20 : Sollicitations maximales des poutrelles..... 85
Tableau IV. 21 : Vérifications des contraintes..... 88

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation

Tableau V. 1 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur 96
Tableau V. 2 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur 96
Tableau V. 3 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur 96
Tableau V. 4 : Valeurs du coefficient de comportement, R 97
Tableau V. 5 : Configurations de spectre de réponse selon RPA 2024..... 107
Tableau V. 6 : Périodes caractéristiques du site selon RPA 2024..... 107
Tableau V. 7 : Facteur de qualité selon RPA 2024..... 107
Tableau V. 8 : Calcul de rayon de giration 109
Tableau V. 9 : Calcul de la rigidité latérale selon x et y et de la rigidité en torsion 111
Tableau V. 10 : Vérification de l'effet noyau 111
Tableau V. 11 : Distribution de l'effort tranchant à la base 112
Tableau V. 12 : Vérification de la participation massique selon RPA 2024 113
Tableau V. 13 : Valeur de la période T0 pour le calcul de la force sismique total..... 114

Tableau V. 14 : Période fondamentale de la structure estimée par l'Etabs 114
Tableau V. 15 : Poids total de la structure 115
Tableau V. 16 : Vérification l'effort tranchant à la base 116
Tableau V. 17 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 116
Tableau V. 18 : Vérification de l'effort normal réduit dans les Voiles 117
Tableau V. 19 : Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage 118
Tableau V. 20 : Excentricité théorique et l'excentricité accidentelle 119
Tableau V. 21 : Calcul des déplacements relatifs 120
Tableau V. 22 : Valeurs Ii mites des déplacements inter-étages 120
Tableau V. 23 : Vérification de non-effondrement inter-étage 121
Tableau V. 24 : Vérifications des limitations des dommages inter-étage 121
Tableau V. 25 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon sens x 122
Tableau V. 26 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon sens y 123
Tableau V. 27 : Moment stabilisant 124
Tableau V. 28 : Moment de renversement suivant x 125
Tableau V. 29 : Moment de renversement suivant y 125
Tableau V. 30 : Vérification de la stabilité au renversement 125
Tableau V. 31 : Vérification de l'effet P-Δ suivant x-x 127
Tableau V. 32 : Vérification de l'effet P-Δ suivant y-y 127

Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA24 .. 132
Tableau VI. 2 : Sollicitations Nmax et Mcor-max obtenues par logiciel ETABS 132
Tableau VI. 3 : Sollicitations Mmax et Ncor obtenues par l'ETABS 133
Tableau VI. 4 : Sollicitations Nmin et Mcor obtenues par l'ETABS 133
Tableau VI. 5 : Excentricité et nature de la section des poteaux 138
Tableau VI. 6 : Vérification de l'excentricité 139
Tableau VI. 7 : Section d'armature calculée des poteaux 139
Tableau VI. 8 : Vérification des armatures longitudinales 139
Tableau VI. 9 : Espacement et armatures transversales 139
Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes à l'ELS 139
Tableau VI. 11 : Vérification de sollicitations tangentes 139
Tableau VI. 12 :Valeurs de ferraillage maximal et minimal 142
Tableau VI. 13 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales 143

Tableau VI. 14 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale 144
Tableau VI. 15 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires 147
Tableau VI. 16 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires 147
Tableau VI. 17 : Donnes de calcule pour voile V1 151
Tableau VI. 18 : Sollicitations des voiles issus d'analyse selon ETABS 22 151
Tableau VI. 19 : Choix des armatures des voiles 161
Tableau VI. 20 : Calcule de ferraillage longitudinal de la zone supérieur 167
Tableau VI. 21 : Ferraillage longitudinal des éléments de rive du zone supérieur 167
Tableau VI. 22 : Résultats de ferraillage longitudinal de l'âme de la zone supérieur 168
Tableau VI. 23 : Donnes de calcule pour voile V1 169
Tableau VI. 24 : Sollicitations des voiles issus d'analyse selon ETABS 22 169
Tableau VI. 25 : Ferraillage des éléments de rive dans la zone critique 171
Tableau VI. 26 : Tableau récupératif du ferraillage de l'âme 171
Tableau VI. 27 : Donnes de l'élement de rive gauche et droite pour voile V10 172
Tableau VI. 28 : Vérification de ductilité l'élement de rive pour voile V10 173
Tableau VI. 29 : Calcule de ferraillage longitudinal de la zone supérieur 173
Tableau VI. 30 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive droite 174
Tableau VI. 31 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive gauche 174
Tableau VI. 32 : Résultats de ferraillage longitudinal de l'âme de la zone supérieur 174

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII. 1 : Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau 182
Tableau VII. 2 : Ferraillage de panneau du radier à l'ELU 184
Tableau VII. 3 : Vérification à l'ELS 185
Tableau VII. 4 : Présentation des charges simplifiées 187
Tableau VII. 5 : Récapitulatif des sollicitations du nervure 187
Tableau VII. 6 : Récapitulatif du ferraillage des nervures (poutre de libage) 189
Tableau VII. 7 : Récapitulatif les vérifications des contraintes pour les nervures 190
Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations du voile périphérique 194
Tableau VII. 9 : Ferraillage de panneau du voile périphérique à l'ELU 196
Tableau VII. 10 : Récapitulatif les vérifications des contraintes du voile périphérique 197

Chapitre VIII : Comparaison entre les résultats RPA2003 et RPA 2024

Tableau VIII. 1 : Période fondamentale de la structure 200
Tableau VIII. 2 : Distribution de la force sismique sur les étages 200

Tableau VIII. 3 : Effort tranchant a la base 201
Tableau VIII. 4 : Vérification de la stabilité au renversement..... 201
Tableau VIII. 5 : Déplacement relatif selon RPA 2024 201
Tableau VIII. 6 : Déplacement relatif selon RPA 2003 202
Tableau VIII. 7 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale RPA24 202
Tableau VIII. 8 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale RPA99 202
Tableau VIII. 9 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires RPA24 203
Tableau VIII. 10 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires RPA99 ... 203
Tableau VIII. 11 : Vérification des armatures longitudinales selon RPA99v 2003..... 203
Tableau VIII. 12 : Vérification des armatures longitudinales selon RPA2024..... 203
Tableau VIII. 13 : Espacement et armatures transversales selon RPA99v 2003 204
Tableau VIII. 14 : Espacement et armatures transversales selon RPA2024 204

Liste Des Symboles

- **A :** Coefficient d'accélération de zone
- **A_l :** Section d'armature longitudinal
- **$A_{s\ min}$:** Section d'armature minimale
- **A_s :** Section d'armature
- **A_{sr} :** Section d'armature de répartition
- **$A_{s'}$:** Section d'armature comprimée
- **A_t :** Sections droites des armatures transversales
- **B :** Section du béton
- **B_r :** Section réduite du béton
- **C :** Hauteur de course, amortissement
- **C_p :** Facteur de force horizontale
- **D :** Coefficient d'amplification dynamique
- **E :** Module de déformation longitudinale
- **E_{ij} :** Module de déformation longitudinale instantanée
- **E_{vj} :** Module de déformation longitudinale différée
- **E_x :** Force sismique selon x
- **E_y :** Force sismique selon y
- **ELS :** État limite de service
- **ELU :** État limite ultime
- **L :** Longueur
- **M :** Masse de la structure
- **M_{ser} :** Moment fléchissant de calcul de service
- **M_t**: Moment de torsion
- **M_u :** Moment fléchissant de calcul ultime
- **M_x :** Moment fléchissant du sens x-x
- **M_y :** Moment fléchissant du sens y-y
- **M_0 :** Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- **N_{ser} :** Effort normal de calcul de service
- **N_u :** Effort normal d'état limite ultime de résistance
- **Q :** Action variable quelconque, facteur de qualité
- **R :** Coefficient de comportement de la structure
- **S :** Surface
- **T :** Période
- **F :** Force ou action en général
- **G :** Action permanente, module de dé-
- **U_c :** Périmètre du contour formation transversale
- **V :** Action sismique
- **H :** Hauteur
- **I :** Moment d'inertie
- **K :** Rigidité
- **K_a :** Coefficient des poussés des terres actives
- **V_t :** Effort sismique à la base de la structure
- **W :** Poids total de la structure
- **W_p :** Poids de l'élément en considération
- **b :** Largeur
- **c :** Enrobage, cohésion
- **d :** Hauteur utile
- **e :** Excentricité ; espacement
- **e_a :** Excentricité additionnelle
- **f :** Flèche
- **f_e :** Limite d'élasticité de l'acier
- **f_{c28} :** Limite d'élasticité de l'acier
- **g :** Giron de la marche

- **z :** Bras de levier du couple de flexion
- **α :** Angle, coefficient sans dimension
- **β :** Coefficient de pondération, coefficient sans dimension
- **Δ :** Déplacement relatif
- **η :** Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
- **γ :** Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
- **h :** Hauteur
- $\mathbf{h_{cc}}$ **:** Hauteur du corps creux
- $\mathbf{h_{dp}}$ **:** Hauteur de la dalle
- $\mathbf{h_e}$: Hauteur libre
- $\mathbf{h_t}$ **:** Hauteur totale
- **i :** Rayon de giration
- **l :** Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- $\mathbf{l_f}$ **:** Longueur de flambement
- **m :** Moment réduit
- **p :** Poids de l'élément en considération
- $\mathbf{q_{ser}}$ **:** Charge linéaire d'état limite de service
- $\mathbf{q_u}$ **:** Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
- **i :** Rayon de giration
- **s :** Espacement
- **t :** Période
- **x :** Abscisse
- **y :** Ordonnée
- $\mathbf{y_{ser}}$ **:** Position de l'axe neutre à l'ELS
- $\mathbf{\gamma_s}$ **:** Coefficient de sécurité dans l'acier
- $\mathbf{\gamma_b}$ **:** Coefficient de sécurité dans le béton
- **λ :** Élancement mécanique d'un élément comprimé
- **μ :** Moment réduit
- **ν :** Coefficient de Poisson
- **ξ :** Coefficient de pondération
- **ω :** Pulsation propre
- **Ω :** Surface délimitée par la fibre moyenne
- **ϕ :** Angle de frottement
- **ψ :** Pourcentage d'amortissement critique
- **ρ :** Rapport de deux dimensions
- $\mathbf{\sigma_{bc}}$ **:** Contrainte de compression du béton
- $\mathbf{\sigma_{st}}$ **:** Contrainte de traction de l'acier
- **τ :** Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Introduction générale

La croissance démographique pousse à envisager la construction d'immeubles à plusieurs étages, car ils garantissent le plus grand nombre possible de logements dans un petit espace. Cependant, garantir la sécurité et la stabilité de la structure reste la première priorité de l'ingénieur civil. Des études ont prouvé que le plus grand danger menaçant la durabilité des bâtiments est le tremblement de terre. C'est pourquoi les ingénieurs civils se livrent à une étude exhaustive et rigoureuse des structures pour faire face à ce phénomène.

L'étude des structures est considérée comme une étape essentielle et nécessaire dans l'art de la construction. Cette étude nous a permis d'appliquer les connaissances et les informations acquises au cours des années d'études, et ce à travers l'étude d'un bâtiment en béton armé.

L'étude sera menée sur deux bâtiments symétriques l'un par rapport à l'autre et ayant la même structure, séparés par un joint de dilatation. Chaque bâtiment se compose RDC+9+SSOL étages à usage d'habitation implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IV), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé.

Dans cette étude, le programme ETABS 2022 a été utilisé pour le calcul des structures par la méthode des éléments finis, et c'est un programme particulièrement efficace pour la modélisation des bâtiments à plusieurs étages, en plus de déterminer les propriétés dynamiques de la structure. On peut calculer les forces internes agissant sur chaque élément, à partir desquelles sont calculées les sections d'armature nécessaires pour les éléments de résistance, et ce Selon les compositions et les conditions incluses dans les règles "BAEL91" et les règles "RPA24 v2024" ainsi que les documents techniques connexes.

Le projet de mémoire de fin d'études contient les chapitres suivants :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : caractéristique des matériaux.

Chapitre III : prédimensionnement et descente des charges.

Chapitre IV : ferraillage des éléments secondaires.

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation.

Chapitre VI : ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

Chapitre VIII : Comparaison entre les résultats RPA2003 et RPA 2024.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Nous allons aborder dans ce chapitre la détermination de certaines informations sur la structure étudiée qui nous aideront à obtenir, Des calculs précis et corrects des éléments constituants de la structure pour garantir la résistance et la stabilité nécessaires à tout bâtiment, parmi : l'emplacement, les dimensions, les éléments inférieure et supérieure de la structure et les différents éléments qui y sont intégrés.

I.2 Présentation du bâtiment

Le projet étudié concerne un bâtiment à usages multiples (habitation et sous-sol), situé dans la commune d'El Eulma, wilaya de Sétif, classée en zone de sismicité moyenne à élevée (Zone IV) selon les réglementations parasismiques algériennes (RPA24 version 2024).

Le bâtiment se compose de neuf étages en superstructure (R+9) sur un niveau de sous-sol, pour une hauteur totale de 34,19 mètres. Il contient également les éléments suivants :

- Le sous-sol sont des parkings.
- Le Rez-de-chaussée et les 9 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

I.3 Caractéristique de l'ouvrage

- Longueur en plan : ..... 23,10 m
- Largeur en plan : ..... 21,95 m
- Hauteur totale de bâtiment : ..... 34,19 m
- Hauteur de l'acrotère : ..... 00,60 m
- Hauteur totale de bâtiment + l'acrotère : ..... 34,79 m
- Hauteur du sous-sol : ..... 03,20 m
- Hauteur du RDC : ..... 03,40 m
- Hauteur des étages courants : ..... 03,23 m
- Hauteur du $8^{éme}$ et $9^{éme}$ étage : ..... 03,24 m

I.4 Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 24/version 2024 comme zone de moyen à élevée (Zone IV).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol = 1,5 bar.

I.5 Plans d'architectures

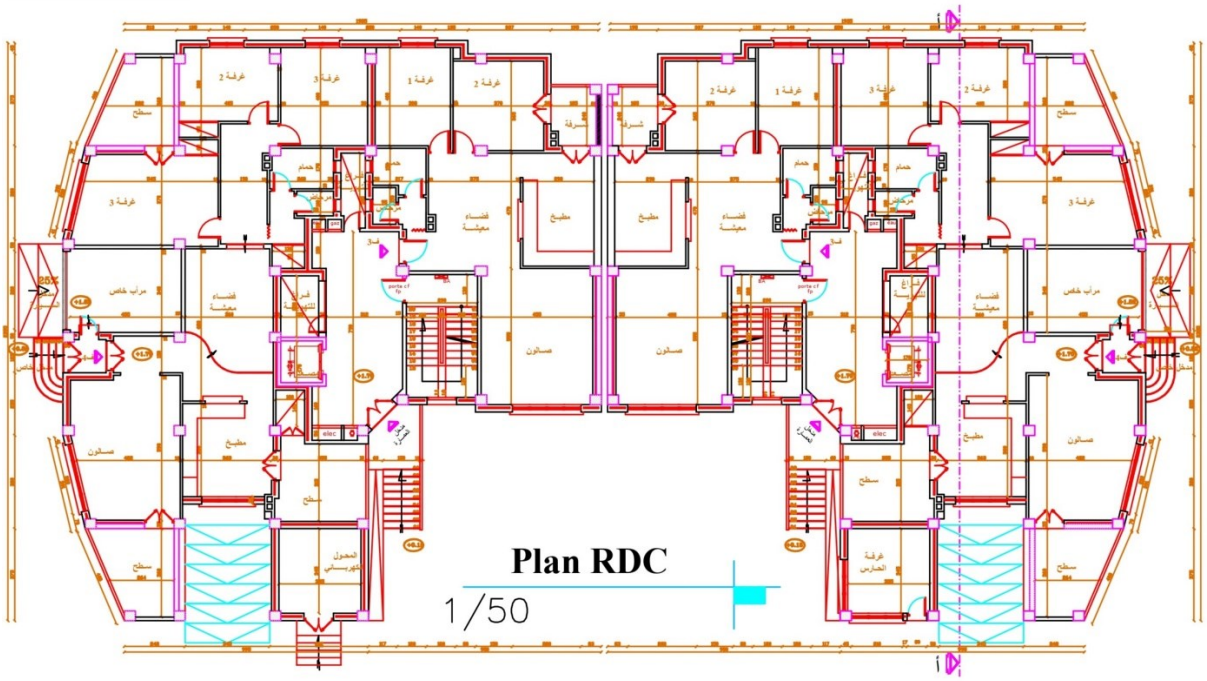


Figure I. 1 : Plan RDC ech :1/50

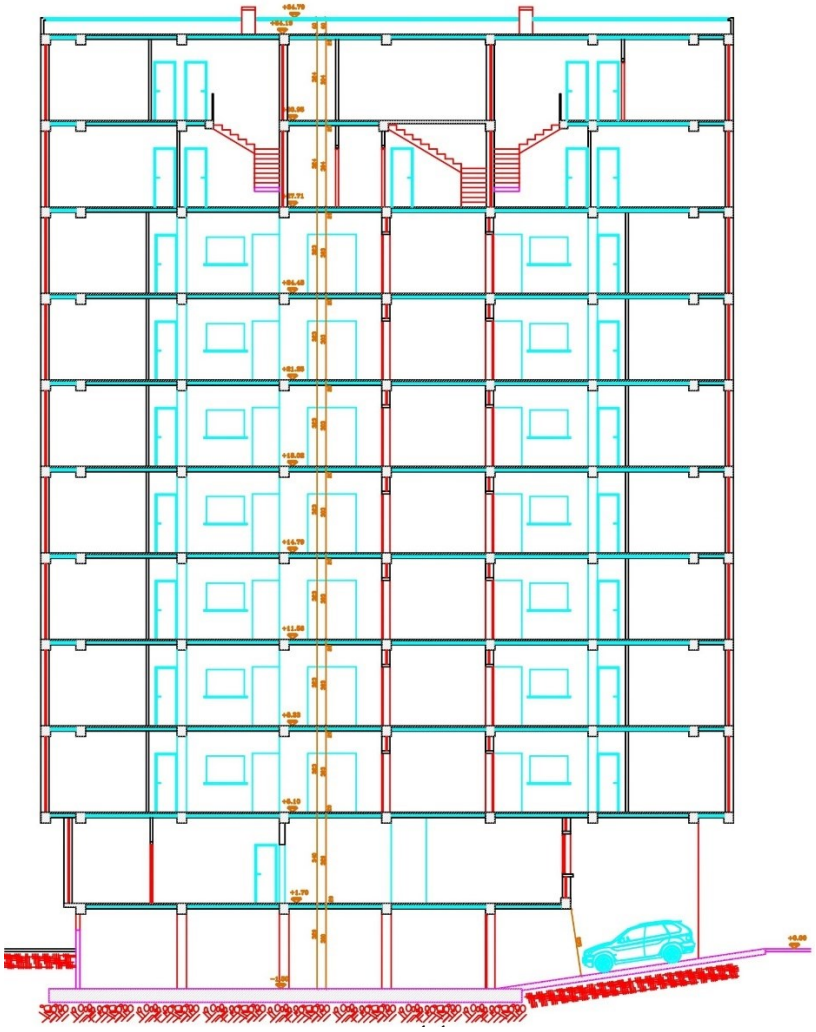


Figure I. 2 : Coupe A-A ech :1/50

I.6 Différents éléments constitutifs de l'ouvrage

I.6.1 Superstructure

➢ **Ossature**

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

➢ **Poteaux**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

➢ **Poutres**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés, destinés à reprendre les efforts.

On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

➢ **Contreventement**

Le contreventement est une technique de conception et de construction permettant de limiter les mouvements horizontaux d'un bâtiment ou d'une structure, souvent provoqués par des forces telles que le vent, les tremblements de terre ou d'autres charges latérales.

L'ossature de ce bâtiment est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

Type de contreventement

- **Contreventement par voiles :** Il s'agit de murs en béton ou en maçonnerie, d'une part, résistent aux forces horizontales (séisme ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont placés dans les zones stratégiques du bâtiment pour répartir les charges.
- **Contreventement par portique :** ce contreventement repose sur l'utilisation de portiques rigides formés par l'assemblage de poutres et de poteaux capables de résister à des moments de flexion et de cisaillement. Ces portiques créent une stabilité en absorbant et redistribuant les efforts horizontaux vers les fondations.

➢ **Maçonnerie**

La maçonnerie est en briques creuses pour cet ouvrage, On distingue deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** Constitués en doubles cloisons d'épaisseur de 15cm et 10cm avec une l'âme d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs :** Constitués en simple cloison de 10cm d'épaisseur.

➢ **Plancher**

C'est une surface horizontale qui constitue le sol d'un niveau (ou étage) d'un bâtiment, il a un rôle important dans le contreventement de l'ouvrage puisqu'il reporte et répartit les actions (Forces) horizontales de la construction.

On a utilisé dans notre structure deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux :** On utilise ce type de dalles pour le RDC et les étages courants :

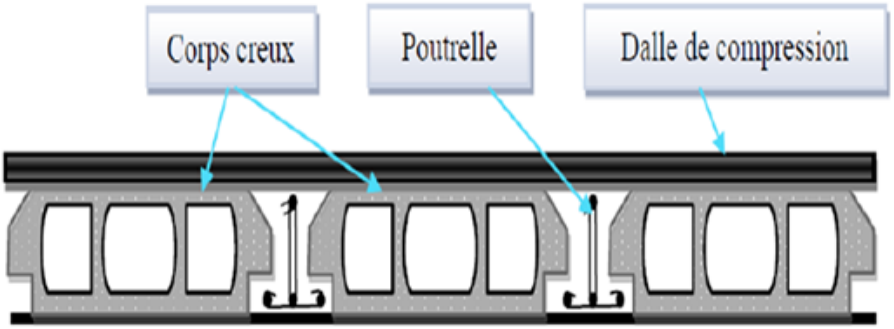


Figure I. 3 : Plancher à corps creux

- **Planchers en dalle pleine :** Pour les balcons :

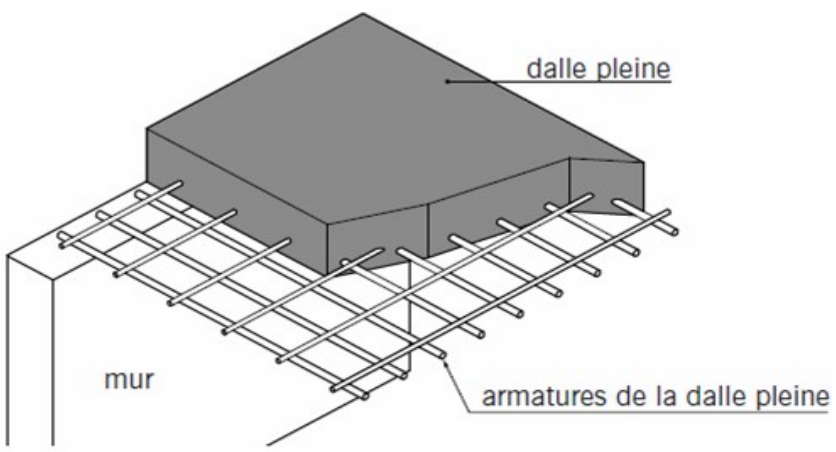


Figure I. 4 : Plancher a dalle pleine

➢ **Balcons**

Un balcon est une plateforme située à l'extérieur du bâtiment au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

➢ **Escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Il est constitué d'un palier de repos, d'une paillasse et d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau a un autre en montant et descendant.

➢ **Cage d'ascenseur**

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine d'un niveau a un autre.

➢ **Acrotère**

A la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en maçonnerie de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

➢ **Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Du mortier en ciment pour les murs des façades extérieurs.
- De l'enduit en plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Un carrelage pour les planchers, les balcons et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les cuisines et les salles d'eau.

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,60 [m] en hauteur, construit en béton armé coulé sur place. Ce dispositif assurera la sécurité et servira de garde-corps.

I.6.2 Différents éléments d'infrastructure

➢ **Fondations**

Est la partie structurelle inférieure d'un ouvrage, située généralement sous le niveau du sol, qui a pour fonction de transmettre et répartir les charges de la construction vers le sol de manière stable et durable.

➢ **Types des fondations**

- **Semelle isolée**

C'est un type de fondation généralement utilisé lorsque le sol présente une bonne capacité portante et que les charges à supporter ne sont pas trop importantes.

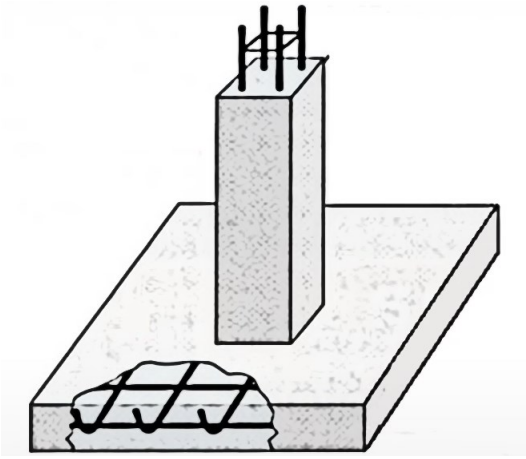


Figure I. 5 : Fondation isolée

- **Semelle filante**

C'est une catégorie de fondations employée en construction pour soutenir des charges réparties de manière linéaire ou plusieurs éléments structurels alignés, comme des murs porteurs ou des séries de colonnes.

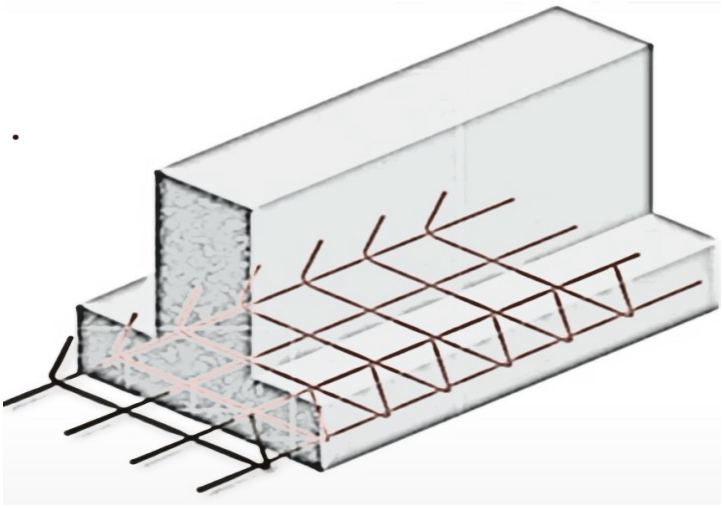


Figure I. 6 : Fondation continue

- **Radier général**

Le radier général est utilisé pour constituer les fondations de notre ouvrage. Il s'agit d'une dalle en béton armé couvrant l'ensemble de la surface au sol. Cette technique est retenue pour garantir une répartition uniforme des charges sur une large zone, notamment dans des cas de sols à faible portance ou lorsque les charges structurelles nécessitent une distribution homogène afin de prévenir tout affaissement ou déformation localisée.

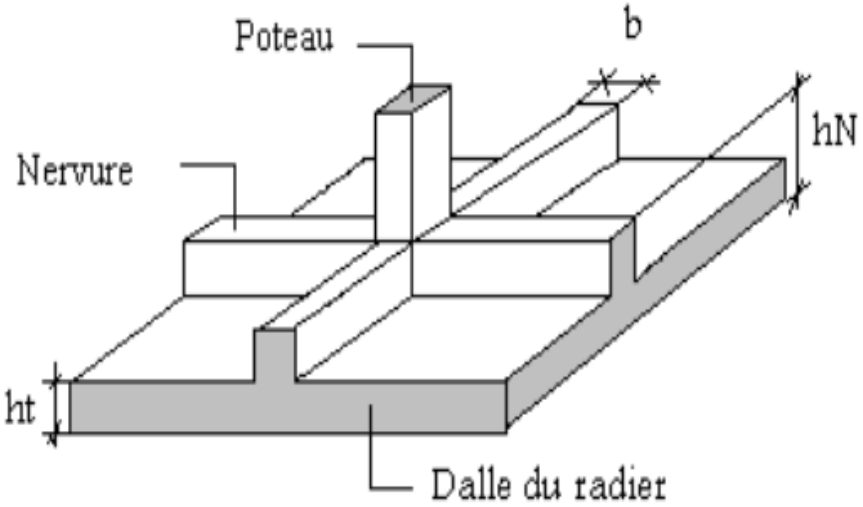


Figure I. 7 : Radier générale

Chapitre II

Caractéristique des matériaux

II.1 Introduction

Les matériaux de construction forment le fondement essentiel de toute œuvre architecturale ou projet de construction. L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Pour la construction de cet ouvrage, le béton et l'acier se distinguent par leur capacité à résister à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers. Ils doivent respectent les règles suivantes :

- BAEL91 modifié 99.
- RPA24 version 2024.
- CBA93 (Conception des structures en béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- D.T.R C2-4.7 (règlement neige et vent « R.N.V.1999 »).
- DTR-BC 2.42 (Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché).
- DTR-BC 2.33.1 (Calcul des fondations superficielles).

II.2 Définition d'état limite

L'état limite désigne une condition au-delà de laquelle une structure, un élément ou un matériau ne peut plus remplir correctement sa fonction. L'étude des états limites est essentielle pour concevoir des structures sûres, fiables et durables et sont classés en deux grandes catégories sont :

II.2.1 États limites ultimes (ELU)

Ils correspondent à des situations où la sécurité de la structure est en jeu, et l'objectif est de garantir que les sollicitations maximales (forces, moments, etc.) dues aux charges d'exploitation, aux vents, séismes, etc., restent inférieures à la capacité de résistance de la structure.

- **Hypothèses de calcul à l'ELU** **(Art A.4.3.2/BAEL 91)**

On a six hypothèses :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armature et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

- En flexion $\varepsilon_{bc} = 3{,}5$ ‰.
- En compression simple $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰.

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de Gravité, est limité à **10‰**

6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle Des trois pivots).

➢ **Règle des trois pivots** **(Art A.4.3.3/BAEL91)**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C**, définis par la figure (**II.1**) tel que :

A : correspond à un allongement de **10 ‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

B : correspond à un raccourcissement de **3,5 ‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de **2 ‰** du béton de la fibre située à $\frac{3}{7}$ h de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

Limite AB : La limite AB représente une condition de fonctionnement optimale pour une section de poutre en béton armé. Dans cette situation, les matériaux (béton et acier) travaillent ensemble de manière efficace. La droite AB est souvent utilisée pour définir les états limites où les déformations sont maximisées tout en restant dans les limites admissibles pour chaque matériau.

Position de l'Axe neutre : L'axe neutre est une ligne imaginaire dans la section transversale d'une poutre en béton armé, où les fibres ne subissent ni traction ni compression. La position de cet axe est cruciale pour déterminer comment les matériaux réagissent sous charge. Dans le cas donné, l'axe neutre se situe à x/d=0,259x/d=0,259, ce qui signifie qu'il se trouve à environ 25,9 % de la hauteur totale (d) de la section.

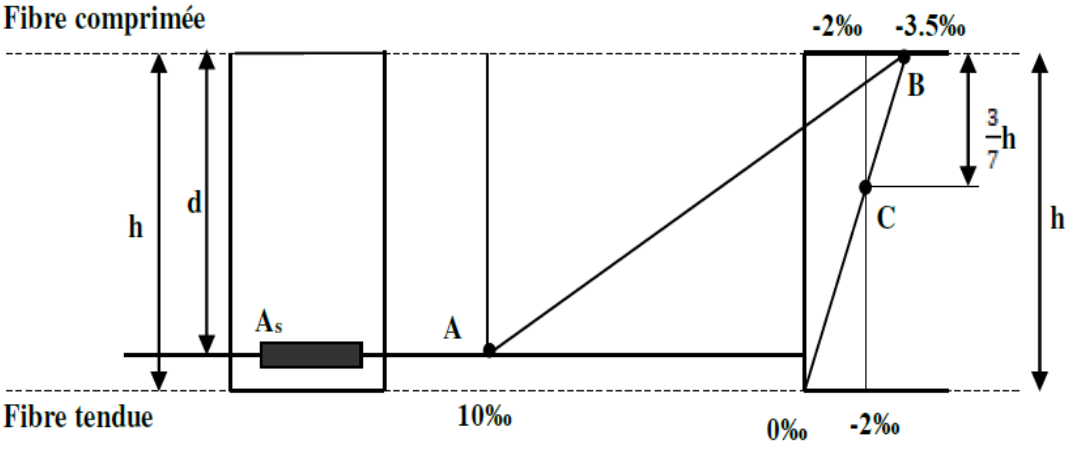


Figure II. 1 : Diagramme des déformations limites (ELU)

II.2.2 États limites de service (ELS)

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages. Il est caractérisé par :

- **État limite d'ouverture des fissures :** Garantit que l'ouverture des fissures reste dans des limites admissibles afin de ne pas compromettre l'intégrité structurelle ou la durabilité.
- **État limite de compression du béton :** Régule les contraintes de compression dans le béton, conformément aux dispositions des règlements CBA 93.
- **État limite de déformation :** Limite la flèche maximale pour prévenir les problèmes fonctionnels ou esthétiques dans la structure.

➢ **Hypothèses de calcul à l'ELS**

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
4. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
5. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$,avec : (η : Coefficient d'équivalence)

II.3 Béton

II.3.1 Définition

Le béton est un matériau de construction hétérogène, utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment et des travaux publics. Il constitué d'un mélange de granulats (matériaux inertes : sable et gravier), liant hydraulique (ciment), et eau de gâchage, et dans un certain cas des adjuvants et additions pour en modifier les propriétés.

II.3.2 Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats et d'eau et des produits d'addition (adjuvants).

- **Ciment :** une poudre fine qui on leur ajoute de l'eau pour obtenir une pâte (liant hydraulique) capable de faire prise durent le temps.
- **Granulats :** on a deux types de granulats :
  Sable de dimension < 5 mm.
  Gravier de dimension < 25 mm.
- **Eau de gâchage :** doit être propre et ne contient pas des matières qui influent sur la cohésion et le durcissement du béton.

II.3.3 Matières constitutives du béton

La méthode adoptée dans le chantier Algérie dans un mètre cube (m^3) :

- 350 Kg de ciment CPJ425.
- 400 L de sable D*s* < 5mm.
- 800 L de gravillon 3mm < Dg < 8mm.
- 180 L d'eau de gâchage

II.3.4 Caractéristiques physiques du béton

II.3.4.1.1 Densité

- La densité du béton ordinaire varie généralement entre **2200 et 2500 kg/m³**.
- Les bétons légers, utilisés pour des applications spécifiques, peuvent avoir une densité inférieure (800 à 2000 kg/m³), tandis que les bétons lourds peuvent dépasser 3000 kg/m³.

II.3.4.1.2 Résistance à la compression

- Le béton est très résistant à la compression. Sa résistance typique se situe entre 20 et 50 MPa pour un béton standard.
- Pour les bétons à haute performance, cette résistance peut atteindre 60 à 120 MPa.

II.3.4.1.3 Résistance à la traction

- Le béton est relativement faible en traction, avec une résistance typique d'environ 1/10 à 1/15 de sa résistance à la compression.
- Cela explique pourquoi il est souvent utilisé en combinaison avec des armatures en acier pour former du béton armé.

II.3.4.1.4 Porosité

- Le béton est un matériau poreux, ce qui signifie qu'il peut absorber une certaine quantité d'eau.
- Sa porosité dépend du rapport eau/ciment, de la compaction et de l'utilisation éventuelle d'adjuvants.

II.3.4.1.5 Durabilité

- Le béton est très durable et résiste bien aux conditions climatiques extrêmes, aux produits chimiques et au feu.
- La durabilité peut être améliorée par des traitements spécifiques (adjuvants, enrobages).

II.3.4.1.6 Perméabilité

- Le béton bien compacté et avec un faible rapport eau/ciment est peu perméable. La perméabilité influence directement la durabilité face aux infiltrations d'eau et aux attaques chimiques.

II.3.5 Caractéristiques mécaniques du béton

II.3.5.1 Résistance à la compression (A.2.1.11/ BAEL 91)

La résistance caractéristique à la compression f_c à 28 jours est déterminée par des essais effectués sur des échantillons de test de (16×32) cm. Dans la plupart des cas, nous considérons le 28ème jour comme le jour de la résistance complète f_c , qui est égale à 25 MPa. L'expression de la résistance à 28 jours est donnée par la relation :

- **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$MPa**
  - $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ Si j < 60 jours
  - $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Si j > 60 jours
- **Pour des résistance $f_{c28} > 40$MPA**
  - $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28}$ Si j < 28 jours
  - $f_{cj} = f_{c28}$ Si j > 28 jours

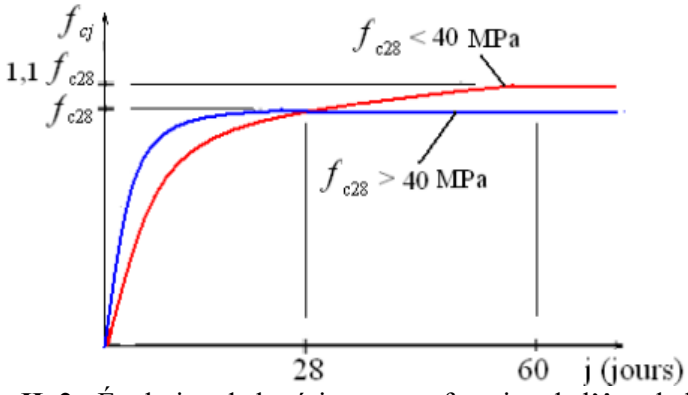


Figure II. 2 : Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton

II.3.5.2 Résistance à la traction

La Résistance caractéristique à la traction f_{tj} est définit par la relation :

- Si fc28 $\leq$ 60 Mpa
- $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} Si$ fc28 $>$ 60 Mpa

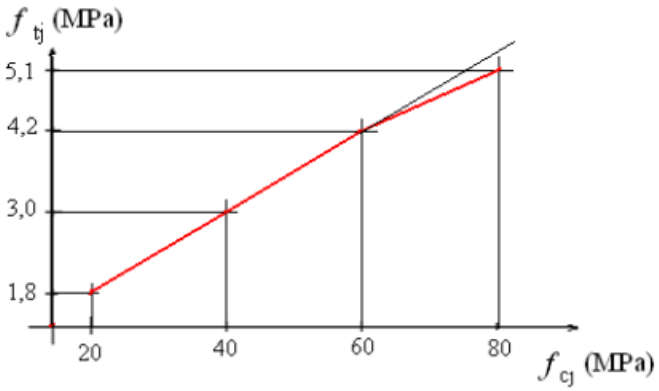


Figure II. 3 : Évolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression

II.3.5.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation générée. En fonction de la durée d'application de la contrainte, le module d'élasticité peut être divisé en deux types :

A) Module de déformation longitudinale **(Art A.2.1.2/ BAEL91)**

Ce module d'élasticité est connu sous le nom de « Yong ou module de déformation longitudinal » et il est défini sous l'action de contraintes normales longues et courtes :

✓ **Module d'élasticité instantané « *Eij* »** **(Art A.2.1.2.1/BAEL91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de «j» jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égale à :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ Avec : E_{ij} , f_{cj} en MPa

D'où pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164{,}195\text{MPa}$.

✓ **Module d'élasticité différé « *Evj* »** **(Art A.2.1.2.2/BAEL91)**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton Evj est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ Avec : E_{vj} , f_{cj} en MPa.

D'où pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818{,}86$ MPa.

Remarque : La déformation totale vaut environ fois la déformation instantanée.

B) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale notée « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \text{ Avec:}$$

E: Module de Young. **(BAEL91/Art A2.1.3)**

υ : Coefficient de poisson.

➢ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " υ ", Conformément au règlement **CBA93 (Article A.2.1.3)** :

L'ELU : υ = 0 calcul des sollicitations (béton fissuré).

L'ELS : υ = 0,2 calcul des déformations (béton non fissurée).

II.3.5.4 Contraintes limites de béton

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y 'a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91**(art A-5.121)** la contrainte de béton à l'état limite ultime est notée f_{bu} tel que :

$$f_{bu}=\frac{0,85}{\theta.\gamma_b}f_{cj}\ (MPa)$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton : $\begin{cases}1,50 \text{ pour les situations durables}\\1,20 \text{ pour les situations accidentelles}\end{cases}$

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.il est fixé à :

$\begin{cases}1 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.}\\0.9 : \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.}\\0.85 : \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h.}\end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. Minoration 0,85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

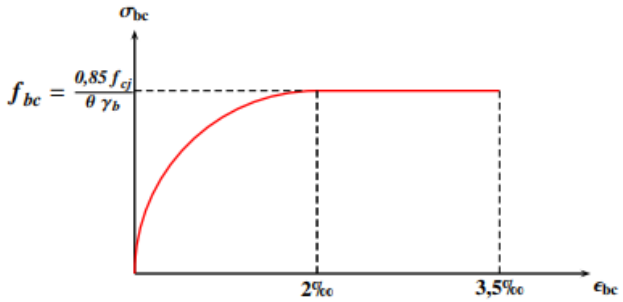


Figure II. 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à L'E.L.U

✓ **Etat limite de service (E.L.S)**

Correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploite dont des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'E.L. S est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc}= 0,6f_{c28}=13,20$ MPa.

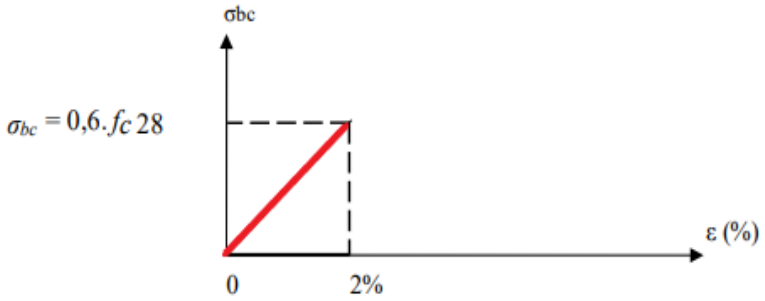


Figure II. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

II.3.5.5 Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$ d'après le **BAEL91 (article A.5.2.11)**, Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b.d}$$, Avec :

Vu : Effort tranchant

b. d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τu ne dépasse pas :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 2{,}93$ MPa……fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] = 2{,}86$ MPa ……fissuration nuisible ou très nuisible.

II.4 Acier

L'acier est le matériau mélangé entre le fer et un peu de carbone renforce le béton en compensant sa faible résistance à la traction. Il absorbe les forces de traction, empêche les fissures et garantit la durabilité et la stabilité des structures.

II.4.1 Types d'acier

Les aciers utilisés sont deux types :

- Barres a haut adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE400 *Fe*= 400 MPa.
- Treillis soudés (T.S) constitués par des barres se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

II.4.2 Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques de différents types d'acier, ce étant fonction de la limite d'élasticité garantie fe.

Tableau II. 1 : Valeurs de la contrainte limite d'élasticité garantie fe

Type	Nuance	fe (MPa)	Utilisations
Ronds lisses	FeE220 FeE240	215 235	Cadres, étriers des poteaux et des poutres, pièces préfabriquées…
Barres HA	FeE400 FeE500	400 500	Tous les travaux en béton armé.
Treillis soudés	TLE 500 TLE 520	500 520	Emploi courant pour : les planchers, dallage…

II.4.3 Contrainte limite des Aciers

II.4.3.1 Contrainte limite ultime (E.L.U)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU suit une loi de type élasto-plastique parfait. On introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

La figure (II.7) illustre ce comportement :

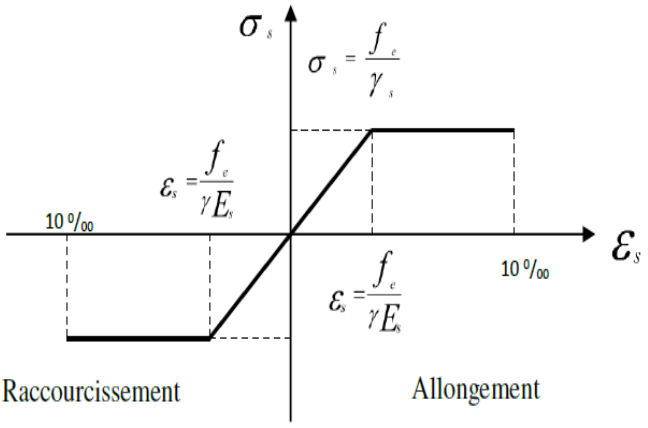


Figure II. 6 : Diagramme de contrainte- déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s .

$$\text{Est on a :} \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ ; Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

Tableau II. 2 : Valeurs des contraintes de l'acier

Les cas	γ_s	σ_s MPA
Général	1,15	348
Accidentelle	1,00	400

II.4.3.2 Contrainte limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.3/ BAEL91)

Cas où la fissuration est peu nuisible $\overline{\sigma_s}$= fe (pas de vérification).

Cas où la fissuration est préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ (MPa) avec :

Cas où fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e \; ; \; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration avec :

- **η =1 :** Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- **η =1,6 :** Pour les hautes adhérences $\varnothing \geq 6\,\text{mm}$.
- **η =1,3 :** Pour les hautes adhérences $\varnothing < 6\text{mm}$.

- On prend la valeur de limite élastique la plus courante $f_e = 400$ MPa, donc :

$\sigma st = 400$ MPa (FPP).

$\sigma st = 201,63$ MPa (FP).

$\sigma st = 164,97$ MPa (FTP).

➢ Module d'élasticité de l'acier : ES = 200000 MPa. **(Art A.2.2.1/ BAEL91)**

II.4.4 Protection d'armatures (Art A.7.1 du BAEL 91)

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (**C**) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

➢ C ≥ 5cm pour les ouvrages exposés à la mer aux embruns, brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

➢ C ≥ 3cm pour les parois coffrées ou non-qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, ou encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux…).

➢ C ≥ 1cm pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

II.5 Actions et les sollicitations

II.5.1 Actions (Art A.3.1/ BAEL91)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc., permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variations de températures, etc.) qui entrainent des déformations.

➢ **Actions permanentes (G)**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportent.

- Poids propre des éléments de la structure.
- Poids de revêtements.
- Les efforts des poussées des terres.

➢ **Actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Actions climatiques (Vent et Neige) et actions de température et dilatation.
- Actions appliquées au cours d'exécution (matériels de chantier).

- **Actions accidentelles (FA)**

Ce sont les actions à faible durée d'application, causée par des phénomènes, citant :

- Séismes.
- Chocs des véhicules.
- Explosion.

II.5.2 Sollicitations (Art A.3.2/ CBA93)

Les sollicitations externes (les actions cite précédemment) produisent les sollicitations internes (sont le moment de flexion, l'effort tranchant, l'effort normal, etc).

II.6 Combinaisons d'actions (Art A.3.2/ CBA93)

Les sollicitations sont calculées en utilisant les combinaisons suivantes :

II.6.1 Situation courante

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

II.6.2 Situation accidentelle

- **Cas de deux composantes horizontales :**

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \quad ; \text{Avec :} \quad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0{,}3E_y \\ E_2 = \pm 0{,}3E_x \pm E_y \end{cases}$$

- **Cas de composante verticale :**

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_3 \\ G + \psi Q + E_4 \\ G + \psi Q + E_5 \end{cases} \quad ; \text{Avec :} \quad \begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0{,}3E_y \pm 0{,}3E_z \\ E_4 = \pm 0{,}3E_x \pm E_y \pm 0{,}3E_z \\ E_5 = \pm 0{,}3E_x \pm 0{,}3E_y \pm E_z \end{cases}$$

- **Pour les fondations d'éléments verticaux individuels :**

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm \dfrac{R}{Q_F} E_1 \\ G + \psi Q \pm \dfrac{R}{Q_F} E_2 \end{cases}$$

- **Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux :**

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1{,}4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1{,}4E_2 \end{cases}$$

II.6.3 Conclusion

Nous avons repéré dans ce chapitre tous les caractéristiques mécaniques des matériaux employés pour la réalisation de notre construction et les éléments constitutifs, en respectant le règlement parasismique algérien « RPA24/ version 2024 » ainsi que les règles du « BAEL 91 / modifié 99 ».

Chapitre III

Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

III.1 Introduction

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour objectif de déterminer les caractéristiques géométriques des différents éléments de la structure. Dans ces calculs, nous allons prédimensionnés l'acrotère, les escaliers, les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux...etc. selon les prescriptions réglementaire données par, **RPA24** version 2024, **BAEL 91 modifiée 99** et **CBA 93**, de sorte que, les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentes après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2 Pré-dimensionnement des planchers

III.2.1 Planchers à corps creux

Le plancher en corps creux est un plancher en béton armé constitué de poutrelles, d'éléments de remplissage appelés entrevous ou hourdis, et d'une dalle de compression coulée en place. Les hourdis, généralement en béton, en terre cuite ou en polystyrène, n'ont pas de rôle porteur et servent essentiellement à alléger le plancher.

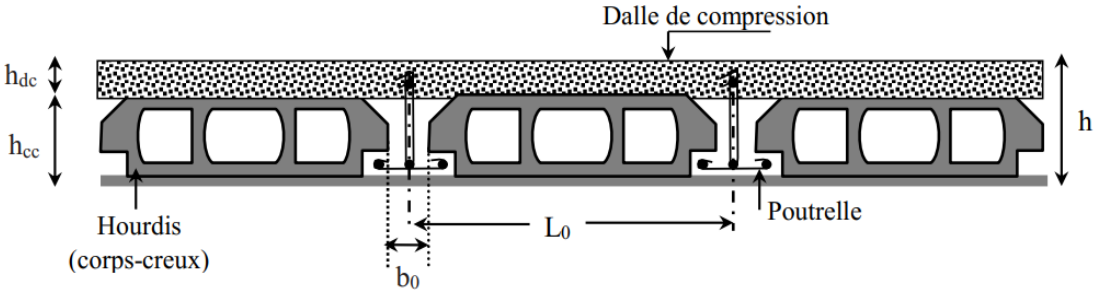


Figure III. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est obtenue par la condition de flèche suivante :

$$\frac{Lmax}{25} \leq ht \leq \frac{Lmax}{20}$$

ht : la hauteur du plancher.

Lmax : la grande portée parallèle aux poutrelles (mesurée entre nus).

Dans notre cas : Lmax = 485 cm

Donc on a :

$$19{,}40 \leq ht \leq 24{,}25$$

On adopte : ht =20 *cm*

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4).

Hcc =16 cm → épaisseur de corps creux (Hourdis).

Hdc = 4 cm → épaisseur de la dalle de compression.

III.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles (nervures) doivent être assimilées à une section transversale en forme de T et leur largeur b (largeur de la table de compression) doit être déterminée.

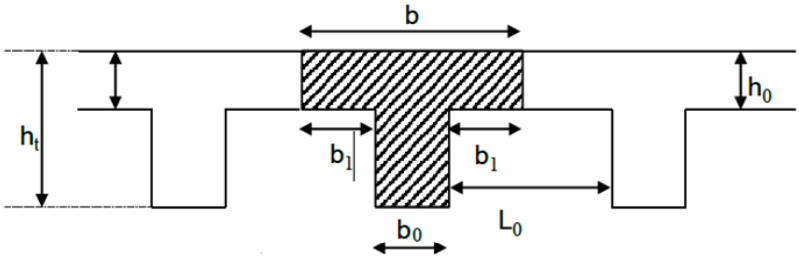


Figure III. 2 : Coupe transversale d'une poutrelle

Caractéristique géométrique des poutrelles selon **CBA 93** :

$$0{,}3\ h_t \leq b_0 \leq 0{,}8\ h_t$$

$\mathbf{h_t} = 20cm \rightarrow 6cm \leq b_0 \leq 16cm.$

On prend : $b_0 = 10cm.$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_0}{2}\right) \rightarrow b_1 = \min\left(\frac{485}{10}; \frac{55}{2}\right) = \min(48{,}5 ; 27{,}5) \rightarrow b_1 = 27{,}5\ cm.$$

L_0 : La longueur du corps creux.

b_0 : Le largueur de la nervure.

Et on a : $b = 2b_1 + b_0 = 2\times27{,}5+10 \rightarrow b = 65cm.$

III.2.3 Pré-dimensionnement des dalles plaines

La dalle pleine est un élément porteur horizontal en béton armé, constitué d'une plaque massive de béton d'épaisseur généralement comprise entre 15 et 20 cm, armée par des aciers. Elle est coulée en place sur un coffrage plat et peut reposer, avec ou sans continuité.

➢ **Résistance au feu**

D'après le BAEL 91 modifiée 99 :

- **e** = 7 cm pour une heure de coupe de feu.
- **e** = 11 cm pour deux heures de coupe de feu.
- **e** = 17,5 cm : pour quatre heures de coupe de feu.

➢ **Résistance à la flexion**

- Dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis **:** $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis, on a choisi une la plus sollicité qui a une portée égale a :

$$\begin{cases} Lx = 4{,}23\ m = 423\ cm. \\ Ly = 4{,}85\ m = 485\ cm. \end{cases}$$

$$\frac{lx}{ly} = \frac{423}{485} = 0{,}87 \geq 0{,}4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{423}{50} < e < \frac{423}{40} \rightarrow 8{,}46 < e < 10{,}58$$

Donc on adopte : $e_2 = 10$ cm.

- **Isolation phonique**

Selon les règles technique **CBA93** en vigueur l'Algérie du l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale 13cm pour obtenir une isolation acoustique.

On adopte $e = 18$ cm pour le plancher de sous-sol, et $e = 15$ cm pour le balcon :

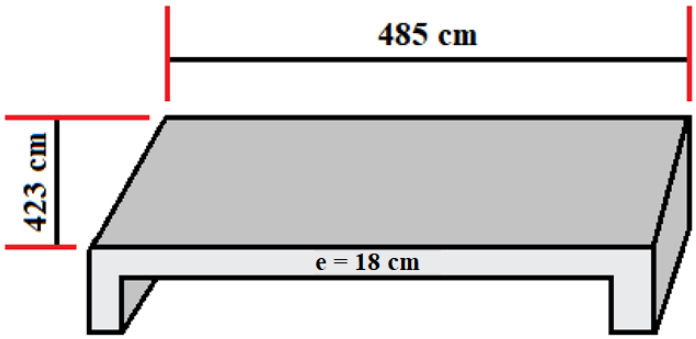


Figure III. 3 : L'épaisseur de la dalle plaine

III.3 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire dont le rôle est reçu puis transfert les charges des planchers aux éléments verticaux (poteau, voiles).

Les poutres seront prédimensionnés selon les formules empiriques données par **CBA 93** et vérifiées par la suite selon le **RPA2024** :

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

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

L : portée maximale de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

III.3.1 Poutres principales

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, nous avons dans le sens y :

L_{max} = 475 cm.

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

⇒ 31,67cm ≤ h ≤ 47,50cm.

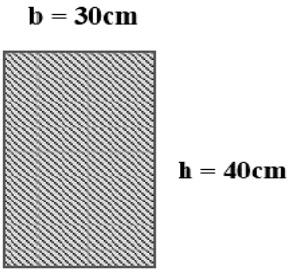
⇒ On prend h = 40cm.

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

⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm.

⇒ On prend b = 30cm pour des raisons architecturelles.

Pour la zone IV, dimensions des poutres doivent respecter **RPA2024** suivantes :



- b ≥ 25cm ⇒ b = 30cm ≥ 25cm.....cv.
- h ≥ 30 cm ⇒ h = 40cm ≥ 30cm.....cv.
- h /b ≤ 4 ⇒ h/b =1,33 < 4 .....cv.
- $b_{max} \leq 1{,}5h + b_c$ ⇒ 30 cm ≤ 60 + b_c ..... cv.

III.3.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, nous avons dans le sens x :

Lmax = 485 cm

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

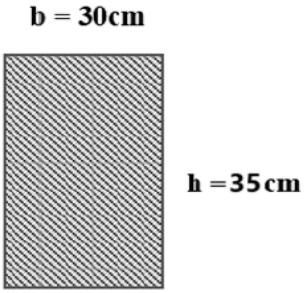
⇒ 32,33cm ≤ h ≤ 48,50cm

⇒ On prend h = 35cm

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

⇒ 10,5cm ≤ b ≤ 24,5cm

⇒ On prend b = 30cm pour des raisons architecturelles.



Pour la zone IV, dimensions des poutres doivent respecter **RPA2024** suivantes :

- b ≥ 25cm ⇒ b = 30cm ≥ 25cm.....cv.
- h ≥ 30 cm ⇒ h = 35cm ≥ 30cm .....cv.
- h/b ≤ 4 ⇒ h/b = 1,17 < 4 .....cv.
- $b_{max} \leq 1{,}5h + b_c$ ⇒ 30 cm ≤ 52,5 + b_c ..... cv.

III.4 Prédimensionnement des voiles

Un voile en béton armé est un élément structurel vertical constitué d'une paroi mince en béton, armée par un réseau d'aciers, lui conférant une forte résistance aux efforts de compression, de traction et de flexion. Faisant partie intégrante du gros œuvre, il assure à la fois un rôle porteur et un rôle de contreventement, grâce à sa grande rigidité dans son plan.

On appelle voile tout élément verticale dont la largeur « b » est au moins égale à 4 fois l'épaisseur de « h ».

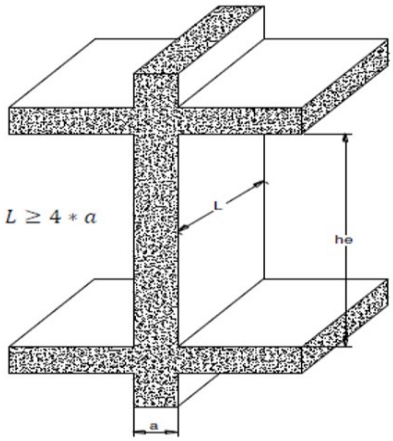


Figure III. 4 : Vue en 3d d'un voile

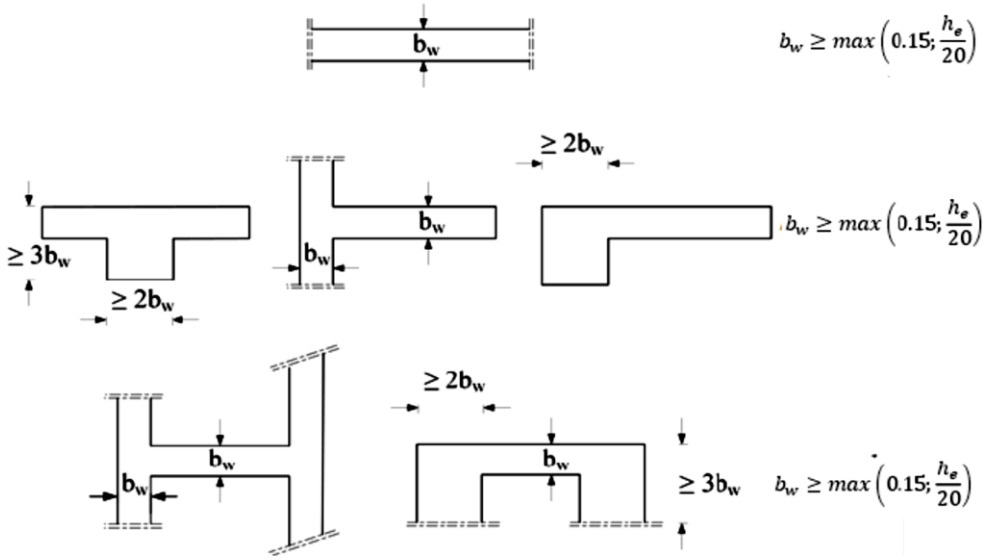


Figure III. 5 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations selon RPA 2024

Selon **RPA2024 (art 7.7.1),** L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq max\ (15\ cm\ ;\ \frac{he}{20})$$

Avec :

he : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire)

b_w : épaisseur du voile.

Dans le RDC on a :

$he = 340 - 35 = 305\ cm$

$b_w \geq max\ (15\ cm\ ;15{,}25\ cm)$

Donc au final on prend : $b_w = 17$ cm.

- **Disposition des voiles**

Dans notre structure, le contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions du plan. Afin d'améliorer le comportement sismique de l'ouvrage, il est recommandé d'adopter une répartition aussi régulière que possible des masses et des rigidités, aussi bien en plan qu'en élévation.

Ainsi, le système de contreventement doit être conçu et disposé de manière à :

- Reprendre une part suffisante des charges verticales afin de garantir sa stabilité.
- Assurer un cheminement clair et direct des efforts vers les fondations.
- Réduire au maximum les effets de torsion induits par une répartition dissymétrique des rigidités.

III.5 Prédimensionnement Les escaliers

III.5.1 Définition

L'escalier est une structure composée d'une série continue de niveaux horizontaux (marches et paliers) qui facilite, dans une construction, le déplacement à pied d'un étage à l'autre.

III.5.2 Composition d'un escalier

Il est caractérisé par :

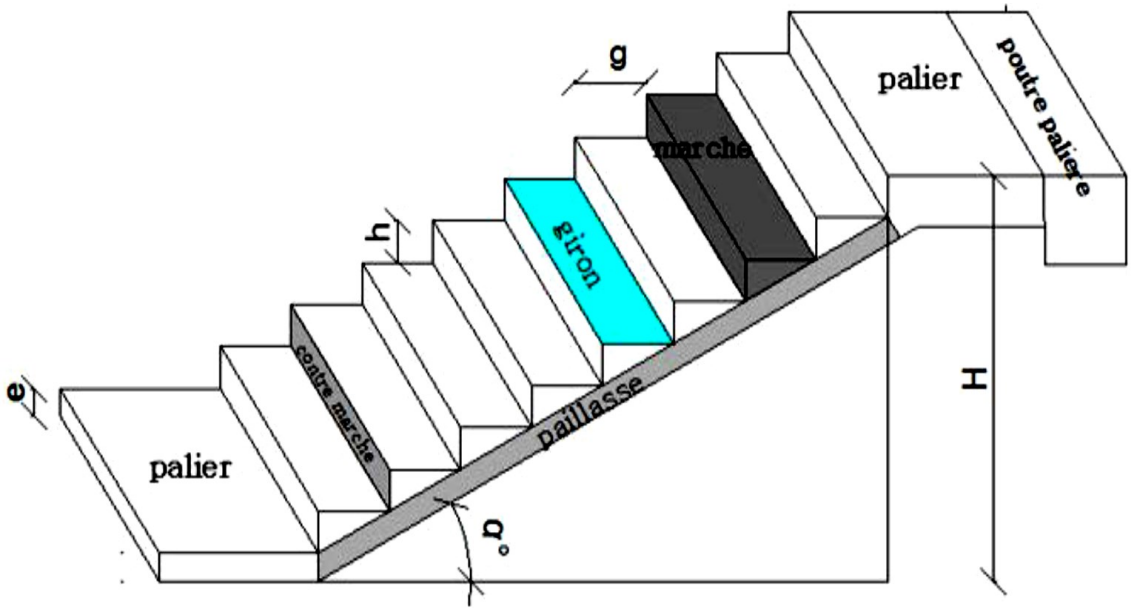


Figure III. 6 : Schéma d'un escalier

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- Le contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Le palier : la partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- La volée : l'ensemble de marches entre deux parties horizontales.

III.5.3 Caractéristiques techniques

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq g + 2\,h \leq 66$$

- h : la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 18 \rightarrow h = 17$ cm.
- g : le giron de la marche : $24 \leq g \leq 32 \rightarrow g = 30$ cm.

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\ ; \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

- **Détermination du nombre de contre marches de (RDC) : $H = 3,40$ m**.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$$

On a : $n = 20$ contre marches ; $\Rightarrow$ Nombre de marches : $N = n - 1$; $\Rightarrow N = 19$ marches.

Notre projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Le 1ere escalier est composé de 3 volées et 2 paliers intermédiaires. La 1ere volée et la 3eme comprennent 9 contremarches, tandis que la 2eme volée ne comprend que 2.
- Le 2eme escalier comportant 2 volées et paliers de repos, conçu pour le duplex.

- **Longueur de la foulée :** $L = N \times g = 8 \times 30 \Rightarrow L = 240$ cm.
- **Inclinaison de la volée :** $\tan(\alpha) = \frac{H'}{L} = \frac{17 \times 10}{240}$; $\Rightarrow \alpha = 35,31°$.
- **Longueur de la volée (paillasse) :** $L_1 = \frac{H'}{\cos(\alpha)} = \frac{170}{\cos(35,31)}$; $\Rightarrow L_1 = 208,32$ cm.
- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec : $l = L_1 + LP1 + LP2$ (voir la figure ci-dessous)

dans notre projet $\Rightarrow$ $LP1 = 0$; $LP2 = 130$ cm ; $L_1 = 208,32$ cm $\Rightarrow l = 338,32$ cm.

$$\frac{338,32}{30} \leq e \leq \frac{338,32}{20}\ ; \Rightarrow 11,27 \leq e \leq 16,92$$

Donc on adopte l'épaisseur de la paillasse : $e = 15$ cm .

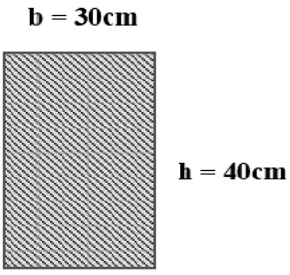
➢ **Détermination de la dimension de la poutre brisée :**

lmax = 275 cm.

$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10}$; $\Rightarrow 18{,}33 \leq h \leq 27{,}50$; $\Rightarrow h = 40$ cm.

$0{,}3 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40$; $\Rightarrow 12 \leq b \leq 28$; $\Rightarrow b = 30$ cm.

Pour la zone IV, dimensions de la poutre brisée doivent respecter **RPA2024** suivantes :



- $b \geq 25$cm ⇒ b = 30cm ≥ 25cm.....cv.
- $h \geq 30$ cm ⇒ h = 40cm ≥ 30cm.....cv.
- $h/b \leq 4$ ⇒ h/b =1,33 < 4 .....cv.

Donc nous choisissons une poutre brisée de (30 × 40) cm².

III.6 Pré-dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un muret en béton armé, implanté généralement en périphérie des toitures-terrasses. Son rôle principal est d'assurer l'étanchéité en protégeant la jonction entre l'acrotère et la forme de pente contre les infiltrations des eaux. Dans notre structure, étant donné que la terrasse est inaccessible, On attribuera à un acrotère d'hauteur de 60cm et une épaisseur de 10cm.

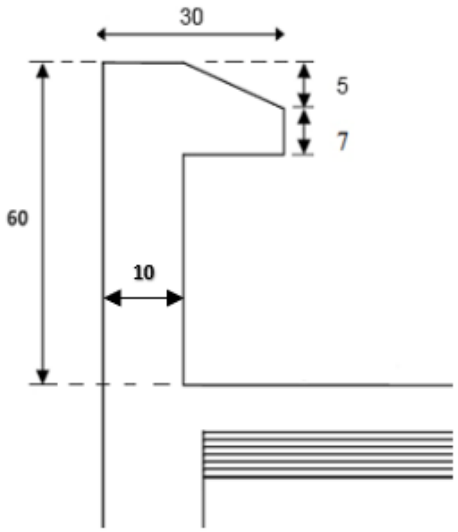


Figure III. 7: Schéma d'acrotère

- **Surface de l'acrotère**

S = S1 + S2 + S3

S = (0,1 × 0,6) + (0,2 × 0,07) + (0,2 × 0,05 × 0,5)

S = 0,06 + 0,014 + 0,005

→ S = 0,079 m².

III.7 Evaluation des charges

III.7.1 Définition

L'évaluation des charges et surcharges implique de déterminer progressivement pour chaque élément de la structure, la charge qui lui est attribuée à chaque niveau, jusqu'à la fondation. Les diverses charges et surcharges existantes comprennent :

- **Charges permanentes (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire **(D.T.R)**.

- **Charges d'exploitation (Q)**

Les charges d'exploitation représentent les charges liées à l'utilisation ou au fonctionnement de la structure. Ces charges sont temporaires et peuvent varier en fonction de l'activité ou de l'usage du bâtiment. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire **(D.T.R)**.

III.7.2 Plancher

III.7.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Elle est réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection.

Tableau III. 1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle a corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	G (KN/m2)
1. Protection en gravier	0,04	17	0,68
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente (béton)	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5. Dalle de compression + corps creux	/	/	2,85
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**6,21 KN/m²**		
Q =	**1 KN/m²**		

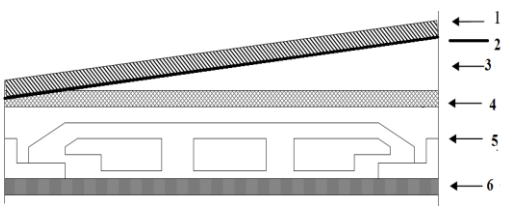


Figure III. 8 : Schéma statique de Plancher terrasse inaccessible

III.7.2.2 Plancher étage courant

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

Tableau III. 2 : Evaluation des charges du plancher étage courant en dalle a corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle de compression + corps creux	/	/	2,85
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6. Cloisons intérieurs	0,1	9	0,9
G =	**5,11 KN/m²**		
Q =	**1,5 KN/m²**		

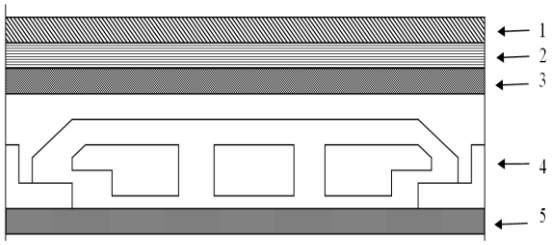


Figure III. 9 : Schéma statique de plancher étage courant en dalle a corps creux

III.7.2.3 Plancher en dalle pleine

Tableau III. 3 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle en béton armé	0,18	25	4,5
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**5,86 KN/m²**		
Q =	**1,5 KN/m²**		

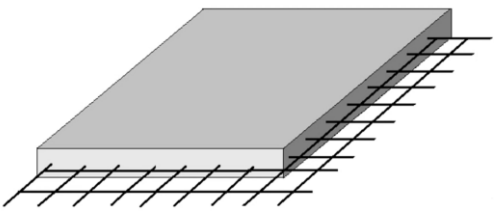


Figure III. 10 : Schéma statique de plancher en dalle pleine

III.7.3 Balcon

III.7.3.1 Balcon étage courant

Tableau III. 4 : Evaluation des charges du balcon étage courant en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**5,11 KN/m²**		
Q =	**3,5 KN/m²**		

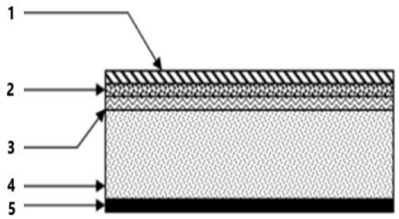


Figure III. 11 : Schéma statique à dalle plain pour les planchers et balcon

III.7.3.2 Balcon terrasse

Tableau III. 5 : Evaluation des charges du balcon terrasse en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Protection en gravier	0,04	17	0,68
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente (béton)	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**7,11 KN/m²**		
Q =	**1 KN/m²**		

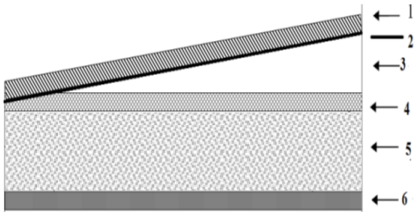


Figure III. 12 : Schéma statique de balcon terrasse en dalle pleine

III.7.3.3 Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique à double paroi.

Tableau III. 6 : Evaluation des charges de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2. Briques creuses	0,15	9	1,35
3. Briques creuses	0,1	9	0,9
4. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**2,81 KN/m²**		

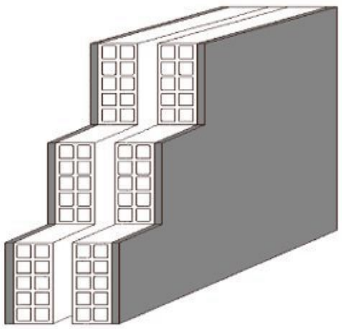


Figure III. 13 : Schéma statique de mur extérieur en double paroi

III.7.3.4 Murs intérieurs

Tableau III. 7 : Evaluation des charges de mur intérieurs

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2. Briques creuses	0,1	9	0,9
3. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	**1,46 KN/m²**		

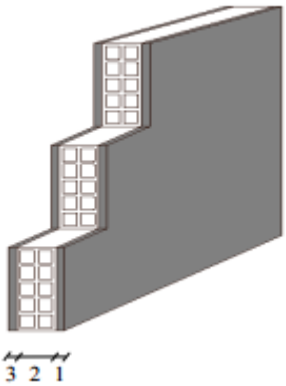


Figure III. 14 : Schéma statique de mur intérieurs en simple cloison

III.7.4 Escaliers

III.7.4.1 Palier

À partir du pré-dimensionnement L'épaisseur de la dalle pleine du palier est : e=15cm :

Tableau III. 8 : Evaluation des charges du palier

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
2. Lit de sable	0,02	18	0,36
3. Mortier de pose	0,02	20	0,4
4. Carrelage	0,02	20	0,4
5. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G =	**5,27 KN/m²**		
Q =	**2,5 KN/m²**		

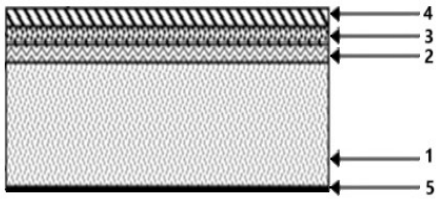


Figure III. 15 : Schéma statique du palier

III.7.4.2 Volée (Paillasse)

On a 1 volée à 2 contre marche et 2 volées à 9 contres marches avec inclinaison $\alpha = 35{,}31°$.

Tableau III. 9 : Evaluation des charges du volée

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1. Poids propre de la paillasse $\frac{e \times \gamma}{\cos \alpha}$	0,15	25	4,60
2. Poids propre des marches $\frac{h \times \gamma}{2}$	0,17	22	1,87
3. Mortier de pose horizontale	0,02	20	0,4
4. Carrelage horizontale	0,02	20	0,4
5. Carrelage verticale	0,02	20	0,4
6. Mortier de pose verticale	0,02	20	0,4
7. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
8. Garde-corps métallique	/	/	0,6
G =	**9,03 KN/m²**		
Q =	**2,5 KN/m²**		

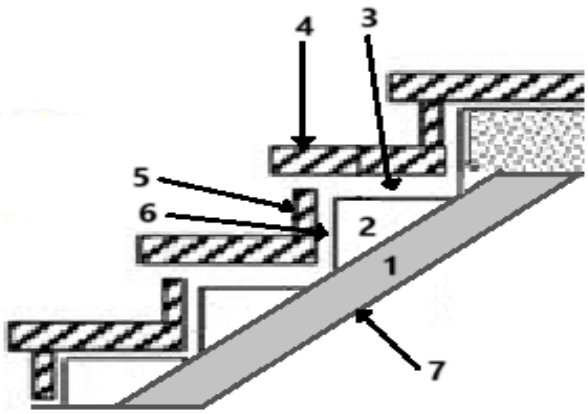


Figure III. 16 : Schéma statique de la volée

III.7.5 Acrotère

À partir du pré-dimensionnement, la surface transversale totale de l'acrotère de 60 cm : S = 0,079 m².

Tableau III. 10 : Evaluation des charges de l'acrotère de 60 cm

Matériaux	Dimension		Surface (m^2)	γ (KN/m^3)	G (KN/ml)
1. Béton armé	0,6	0,1	0,06	25	1,5
	0,07	0,2	0,014		0,35
	0,05	0,2	0,005		0,125
2. Enduit en ciment			0,02	18	0,36
G =			**2,34 KN/ml**		
Q =			**1 KN/ml**		

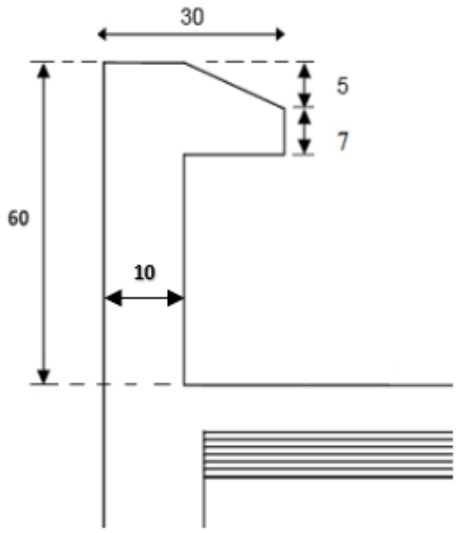


Figure III. 17 : Schéma d'acrotère

III.8 Pré-dimensionnement du poteau

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, servant à supporter des charges (poids des planchers, poutres) et à les transmettre aux fondations, assurant ainsi la stabilité des bâtiments, fabriqués en matériaux comme le béton, et variant en forme (carrée, ronde) et emplacement (d'angle, de rive, intérieur).

Le prédimensionnement des poteaux est en compression simple à l'ELU, et il se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA24 v2024.

III.8.1 Choix du poteau le plus sollicité

Nous avons trois types de poteaux qui sont :

Poteau central, Poteau de rive et poteau D'angle.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges le poteau le plus sollicite pour chaque 4 étage, le poteau le plus chargé dans tous les cas est celui qui supporte la plus grande surface est le poteau central.

Nous avons choisi les mêmes dimensions pour la section de poteau centrale pour tous les poteaux du même niveau afin d'assurer une répartition uniforme de la masse.

La figure (III.18) montre le choix des différents poteaux pour chaque type :

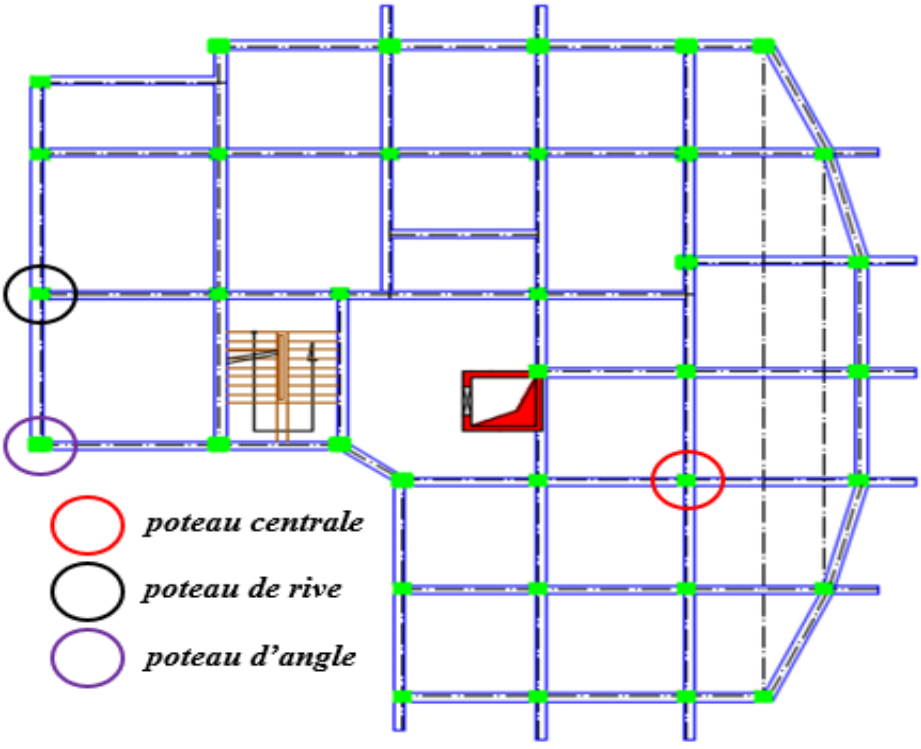


Figure III. 18 : Choix du poteau le plus sollicité

III.8.1.1 Poteau central

Dans notre structure le poteau de center qui a la plus grande surface de chargement est :

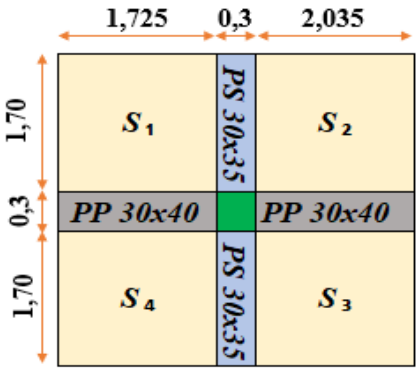


Figure III. 19 : Les dimensions du poteau central

- **Calcul de la surface influencée**

La surface afférente reprise par le poteau central est : $S = \sum S_i$

Tableau III. 11 : Calcul de la surface influencée du poteau de center

S1		S2		S3		S4	
Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X
1,7	1,725	1,7	2,035	1,7	2,035	1,7	1,725
2,93		3,46		3,46		2,93	
ST = 12,78 m²							

- **Descente des charges du poteau centrale pour les 1ers 4 niveau**

Pour la vérification de la section du poteau, nous avons calculé la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage et la somme des charges d'exploitation (Q) en utilisant la loi de dégression des charges.

Dans les tableaux de calcul suivant on a la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage en fonction de Br que représente la surface du poteau, cela afin que nous puissions finalement déduire directement les dimensions de la section du poteau :

➢ **Niveau terrasse inaccessible**

Tableau III. 12 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Plancher	**∑Si**		12,78	/	6,21	79,39
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,24	25	81Br
						G terrasse	**101+81Br**

➢ **Niveau étage courants**

Tableau III. 13 : Charge permanente au niveau de 8 étages courants

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
Étages courants	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,11	65,33
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,7125
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,23	25	80,75Br
						$G_{Étages\ courants}$	**87,22 + 80,75Br**
						$G_{8\ étages} = 8 \times G_{Étages\ courants}$	**697,75 + 646Br**

➢ **Niveau RDC :**

Tableau III. 14 : Charge permanente au niveau du RDC

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
RDC	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,11	65,33
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,40	25	85Br
						G_{RDC}	**87,22 + 85Br**

➢ **Niveau sous-sol**

Tableau III. 15 : Charge permanente au niveau du sous-sol

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
S-SOL	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,86	74,91
	PP (40x30)	0,4	0,12	4,06	25	12,18	12,83
	PS (35x30)	0,35	0,11	3,70	25	9,713	11,35
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,20	25	80Br
						G s-sol	**97 + 80 Br**

Donc la somme des charge permanent (G) dans le poteau de center est :

G totale	**983,06 + 892Br**

- **La dégression des charges** **(D.T.R B.C.2.2 article 6.3)**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_1 \quad \text{Pour n} \geq 5$$

Sous terrasse …… Q0.

Sous étage 1 ……Q0 + Q1.

Sous étage 2 …… Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 …… Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 …… Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage 5 …… Q0 + 0,80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5).

Sous étage n …… Q0 + $\frac{3+n}{2n}$ (Q1 + Q2 + ... + Qn)

Pour n ≥ 5, avec :

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

- **Application de la dégression**

Le tableau (III.16) résume les résultats de calcul de la loi de dégression des charges :

Tableau III. 16 : Les résultats de calcul de la loi de dégression des charges

Niveaux	Charge d'exploitation	$\frac{3+n}{2n}$	Les charges	Dégression de charge	Des charges d'exploitations
Terrasse	Q0	1	1	1	1
8	Q1	1	1,5	1+1,5	2,5
7	Q2	0,95	1,5	1 + 0,95(1,5 + 1,5)	3,85
6	Q3	0,9	1,5	1 + 0,90(1,5 × 3)	5,05
5	Q4	0,85	1,5	1 + 0,85(1,5 × 4)	6,1
4	Q5	0,800	1,5	1 + 0,80(1,5 × 5)	7
3	Q6	0,750	1,5	1 + 0,75(1,5 × 6)	7,75
2	Q7	0,714	1,5	1 + 0,71(1,5 × 7)	8,5
1	Q8	0,688	1,5	1 + 0,687(1,5 × 8)	9,25
RDC	Q9	0,667	1,5	1 + 0,667(1,5 × 9)	10
S-SOL	Q10	0,650	1,5	1 + 0,65(5 × 10)	10,75

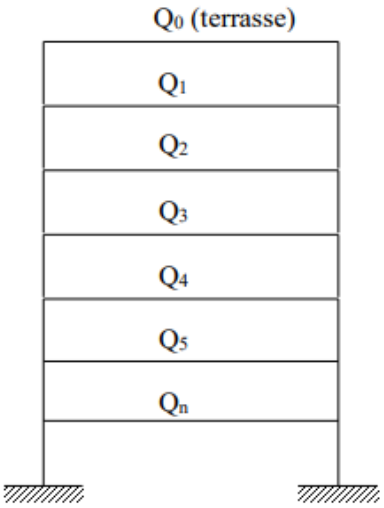


Figure III. 20 : Schéma statique de la loi de dégression

Donc la somme des charges d'exploitation (Q) dans poteau de center est :

Q totale = Q × ST	**137,43 KN**

- **Descente des charges du poteau centrale pour les 2eme 4 niveau**

➢ **Niveau terrasse inaccessible**

Tableau III. 17 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	6,21	79,39
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,24	25	81Br
						G terrasse	**101+81Br**

➢ **Niveau étage courants**

Tableau III. 18 : Charge permanente au niveau de 6 étages courants

Niveau	Désignation	Dimension		S (m²)	L (m)	Poids	G (KN)
Étages courants	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,11	65,33
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,7125
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,23	25	80,75Br
						$G_{\text{Étages courants}}$	**87,22 + 80,75Br**
						$G_{\text{8 étages}} = 6 \times G_{\text{Étages courants}}$	**523,32+484,5Br**

Donc la somme des charge permanent (G) est :

G totale	**624,32 + 565,5Br**

Et la somme des charges d'exploitation (Q) est :

Q totale = Q × ST	**99,05 KN**

- **Descente des charges du poteau centrale pour les 3eme 3 niveau**

➢ **Niveau terrasse inaccessible**

Tableau III. 19 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	**Désignation**	**Dimension**		**S (m²)**	**L (m)**	**Poids**	**G (KN)**
Terrasse	Plancher	**∑Sᵢ**		12,78	/	6,21	79,39
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,24	25	81Br
						G terrasse	**101+81Br**

➢ **Niveau étage courants**

Tableau III. 20 : Charge permanente au niveau de 2 étages courants

Niveau	**Désignation**	**Dimension**		**S (m²)**	**L (m)**	**Poids**	**G (KN)**
Étages courants	Plancher	∑Sᵢ		12,78	/	5,11	65,33
	PP (40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	PS (35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,7125
	Poteau	(a-0,02) × (b-0,02)		Br	3,23	25	80,75Br
						G Étages courants	**87,22 + 80,75Br**
						G 8 étages = 2 × G Étages courants	**174,44+161,5Br**

Donc la somme des charge permanent (G) est :

G totale	**275,44 + 242,5Br**

Et la somme des charges d'exploitation (Q) est :

Q totale = Q × ST	**49,20 KN**

- **Les vérifications pour obtenir la section du poteau**

Selon le **CBA (Article. B8.4.1),** l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha\left(\frac{Br\, f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{As\, fe}{\gamma_s}\right) ; \text{Avec :}$$

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

Br : est la section réduite du poteau (a – 0,2) (b – 0,02) en m².

fc_{28} : Résistance à la compression du béton.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Nu : effort normal ultime pondéré après descente de charges : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

α : un coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}60\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : élancement mécanique du poteau.

- **Vérification la condition de résistance**

$$\mathbf{Br} \geq {\mathbf{K} \times \boldsymbol{\beta} \times \mathbf{N_u}} \Big/ {\boldsymbol{\theta}\left(\frac{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}{\mathbf{0,9}}\right) + \left(\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{Br}}\right)\boldsymbol{\sigma}_s}$$

Tel que : $\theta = 1$; $K = 1$; $fe = 400$ Mpa ; $fc_{28} = 25$ Mpa

$$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85\,.\,fc_{28}}{\theta\,.\,\gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}17 \ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}83 \ \text{MPa}$$

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

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

D'après les **BAEL 91 modifiées 99, Article B.8.4,1**, pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\boldsymbol{\lambda} = 35$) pour éviter tout risque de flambement.

Donc : $\beta = 1{,}2$

Selon l'article 7.4.2 de RPA 2024 le pourcentage minimal des armatures est de 1%Br

pour la zone IV : $\frac{A}{Br} = 1\% = 0{,}01$

$$Br \geq 1{,}2.\, N_u \Big/ \left[\left({}^{14{,}17}/_{0{,}90}\right) + \left({}^{1}/_{100}\right) \times (347{,}83)\right]$$

Donc : $\mathbf{Br \geq 0{,}0624 \times N_u}$

On prend la section de poteau en carrée $(a = b)$:

$$Br = (a-2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

Tableau III. 21 : Calcul des sections des poteaux (central, rive, angle) selon les efforts appliqués

Type de poteau	Nu (KN)		Br (m²) ≥	Br (m²) ≥	Br (cm²) ≥	a(cm) ≥
Les 4 1er niv	1,35G+1,5Q	1204,2×Br + 1533,3	0,075×Br + 0,095	0,102	1027,02	34,04
Les 4 2eme niv		763,4×Br + 991,4	0,048×Br + 0,062	0,065	651,26	27,52
Les 3 3eme niv		327,4×Br + 445,6	0,020×Br + 0,028	0,028	285,71	18,90

Donc on prend pour tous les types des poteaux (centrale, rive, angle) la section :

Tableau III. 22 : Prédimensionnement des sections des poteaux

Type de poteau	Section (a × b) cm²
Les 4 1er niveau	(55 × 55)
Les 4 2eme niveau	(50 × 50)
Les 3 3eme niveau	(45 × 45)

- **Vérification la Condition de stabilité**

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda \leq 35 \text{ ; Avec :}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad L_f = 0{,}7L_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

L_0: Hauteur libre.

I : Moment d'inertie de la section.

B : Section théorique du poteau.

Tableau III. 23 : Vérification des poteaux au flambement

Niveau	L_0	L_f	I	i	λ	Observation $\lambda \leq 35$
E8, E9	3,24	2,27	0,00342	0,1299	17,47	**Conditions Vérifiées**
E7	3,23	2,26	0,00342	0,1299	17,39	
E3, E4, E5, E6	3,23	2,26	0,00521	0,1443	15,66	
E1, E2	3,23	2,26	0,00763	0,1588	14,23	
RDC	3,40	2,38	0,00763	0,1588	14,99	
S-SOL	3,20	2,24	0,00763	0,1588	14,11	

- **Vérifications les conditions imposées par le RPA24 (Article.7.4.1)**

La section transversale des poteaux en (zone IV) doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau III. 24 : Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poteaux

Section (cm^2)	$\min(b;h) \geq 30cm$	$\min(b;h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$	Observation
POT (35x35)	$55 \geq 30$	$55 \geq 17,00$	1	**Conditions Vérifiées**
POT (40x40)	$50 \geq 30$	$50 \geq 16,15$	1	
POT (45x45)	$45 \geq 30$	$45 \geq 16,20$	1	

III.9 Conclusion

Ce chapitre a permis de traiter le prédimensionnement et l'évaluation des charges sur la structure, conformément aux règlements (RPA, BAEL, CBA, DTR). Les dimensions obtenues constituent une base fiable assurant à la fois la sécurité structurale, et serviront de référence pour les calculs détaillés ultérieurs. Nous avons abouti aux résultats suivants :

Tableau III. 25 : Prédimensionnement des éléments

L'élément	Epaisseur (cm)
Dalle corps-creux	20 (16 + 4)
Dalle pleine	18
Balcon	15
Paillasse, palier	15
Poutre principale	(30,40)
Poutre secondaire	(30,35)
Voile	17
Poteau 1	(55×55)
Poteau 2	(50×50)
Poteau 3	(45×45)

Chapitre IV

Ferraillage des éléments secondaires

IV.1 Introduction

Dans une structure, il y a deux types des éléments : les éléments porteurs principaux, qui assurent directement la stabilité de l'ouvrage, et les éléments secondaires, qui ne contribuent pas directement à cette stabilité mais jouent un rôle important dans la transmission et la répartition des charges vers les éléments principaux.

Ce chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires suivants : l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91 modifiée 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA24 version 2024**.

IV.2 Etude du L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité situé au niveau de la terrasse, ce qui entraîne une flexion composée. Cette sollicitation résulte de la combinaison d'un effort normal N_G dû à son poids propre (G) et d'un Surcharge horizontal Q due à la main courante Provoquant un moment de flexion M_Q.

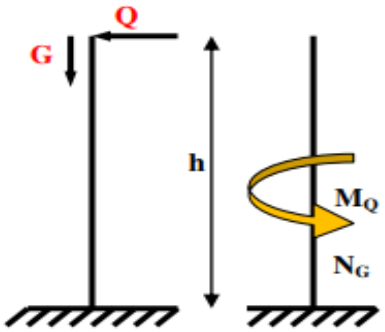


Figure IV. 1 : Schéma de calcul de l'acrotère

IV.2.1 Evaluation des charges et surcharges

- Poids propre de l'acrotère : $G = 2{,}34 \times 1\,(m) = 2{,}34$ KN.
- Surcharge d'exploitation (la main courante) : $Q = 1 \times 1\,(m) = 1$ KN.

IV.2.2 Détermination de l'effort due au séisme

D'après le **RPA 2024 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{PK} = (A.I.S) \cdot C_P \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_P$$

- A : Coefficient d'accélération de zone ⇒ $A = 0{,}20$ (ZONE IV).
- I : Coefficient d'importance ⇒ $I = 1$ (Groupe 2).
- S : Coefficient de site ⇒ $S = 1{,}30$ (TYPE1, S3).
- C_p : Facteur de force horizontale ⇒ $C_p = 0{,}8$ (Elément en console).
- W_p : Poids de l'élément considère ⇒ $W_p = 2{,}34$ KN.

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base $H = 34{,}79$ m.
- h_z : Hauteur, du niveau " k ", à partir de la base $h_z = 34{,}79$ m.

$$F_{PK} = 0{,}20 \times 1 \times 1{,}30 \times 0{,}8 \times \left(1 + \frac{3 \times 34{,}79}{34{,}79}\right) \times 2{,}34 = 1{,}95 \text{ KN}$$

La force horizontale de calcul, F_{pk}, s'applique au centre de gravité de l'élément.

➢ **Centre de gravité**

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = \frac{A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3}{A_1 + A_2 + A_3}; Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$\Rightarrow X_G = \frac{600 \times 5 + 140 \times 20 + 50 \times 16{,}67}{790} = 8{,}39 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Y_G = \frac{600 \times 30 + 140 \times 51{,}5 + 50 \times 57{,}5}{790} = 35{,}55 \text{ cm}$$

IV.2.3 Sollicitations

Tableau IV. 1 : Évaluation des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux

	L'effort normal (KN)	L'effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Pour G	$N_G = G = 2{,}34$	$V_G = 0$	$M_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$V_Q = Q = 1$	$M_Q = Q \times H$ $M_Q = 1 \times 0{,}6 = 0{,}6$
Pour F_P	$N_{FP} = 0$	$V_{FP} = FP = 1{,}95$	$M_{FP} = F_P \times Y_G$ $M_{FP} = 1{,}95 \times 0{,}35 = 0{,}68$

Le calcul se fera avec sollicitations les plus défavorables :

$M_{Q'} = \max\{M_Q; M_{F_P}\} = \max\{0{,}6; 0{,}68\} \Rightarrow M_{Q'} = 0{,}68$ KN/ml.

$V_{Q'} = \max\{V_Q; V_{F_P}\} = \max\{1; 1{,}95\} \Rightarrow V_{Q'} = 1{,}95$ KN/ml.

IV.2.4 Combinaisons des sollicitations

➢ **À l'ELU**

- Effort normal : $N_u = 1{,}35N_G + 1{,}5N_Q = 1{,}35 \times 2{,}34 \rightarrow N_u = 3{,}16$ KN
- Effort tranchant : $V_u = 1{,}35V_G + 1{,}5V_{Q'} = 1{,}5 \times 1{,}95 \rightarrow V_u = 2{,}92$ KN
- Moment fléchissant : $M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_{Q'} = 1{,}5 \times 0{,}68 \rightarrow M_u = 1{,}02$ KN. m

➢ **À l'ELS**

- Effort normal : $N_s = N_G + N_Q = 2{,}34 \rightarrow N_s = 2{,}34$ KN
- Effort tranchant : $V_s = V_G + V_{Q'} = 1{,}95 \rightarrow V_s = 1{,}95$ KN
- Moment fléchissant : $M_s = M_G + M_{Q'} = 0{,}68 \rightarrow M_s = 0{,}68$ KN. m

Tableau IV. 2 : Evaluation des sollicitations

Cas	Combinaisons	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN. m)
ELU	1,35G + 1,5Q	3,16	2,92	1,02
ELS	G + Q	2,34	1,95	0,68

IV.2.5 Ferraillage de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une section rectangulaire avec :

$$h = 10\ cm; b = 100\ cm; d'\ (enrobage)\ = 2\ cm; d = 0{,}9\ h = 9\ cm$$

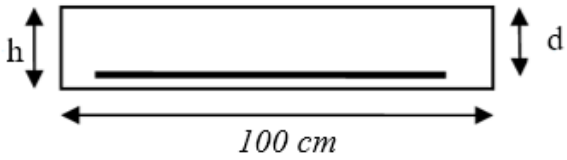


Figure IV. 2 : Section à ferrailler

IV.2.5.1 Calcul de l'excentricité

D'après BAEL art (A4.3.5) :

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

Avec :

e_{tot} : L'excentricité total.

e_1 : l'excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant imperfections géométrique initiales.

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre lies à la déformation de la structure.

- **Excentricité de 1^{ere} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1{,}02}{3{,}16} = 0{,}32\ m \Rightarrow e_1 = 32\ cm$$

- **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2\ cm\right) = \max\left(\frac{60}{250}; 2\ cm\right) = \max(0{,}24; 2\ cm) \Rightarrow e_a = 2\ cm$$

Avec :

L : longueur de l'acrotère.

- **Excentricité de 2^{éme} ordre**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h}(2 + a\Phi)$$

Avec :

$$L_f = 2L = 120\ cm$$

L_f : longueur de flambement.

a : le rapport de moment de premier ordre dû aux charge permanentes.

$$a = 10\left(1 - \frac{M_u}{1{,}5M_s}\right) = 10\left(1 - \frac{1{,}02}{1{,}5 \times 0{,}68}\right) = 0$$

Φ : le rapport de la déformation instantanée sous la charge considérée ce rapport est généralement pris égale à 2.

h : épaisseur de l'acrotère $h = 10$ cm.

Donc l'excentricité de 2éme ordre est :

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 10}(2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0{,}864 \text{ cm}$$

- **Excentricité totale**

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 = 32 + 2 + 0{,}864 \Rightarrow e_{tot} = 34{,}864 \text{ cm}$$

$e_{tot} = 34{,}864$ cm; $\frac{h}{2} - d' = \frac{10}{2} - 2 = 3$ cm $\Rightarrow e_{tot} > 3 \Rightarrow e_{tot} > \frac{h}{2} - d'$ Condition vérifier

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est partiellement comprimée (S.P.C).

IV.2.5.2 Calcul de ferraillage

Calcul à l'ELU

Parce que la section partiellement comprimée, elle sera calculée à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{u\ fictif}$ puis on se ramène à la flexion composée.

$$M_{u\ fictif} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u\ fictif} = 1{,}02 + 3{,}16\left(0{,}09 - \frac{0{,}1}{2}\right) \Rightarrow M_{u\ fictif} = 1{,}14 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit**

Selon RPA2024 $\gamma_b = 1{,}2$ donc f_{bu} = 17,70 MPa :

$$\mu = \frac{M_{ufictif}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1{,}14 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}09^2 \times 17{,}70} \Rightarrow \mu = 0{,}008$$

- **Moment réduit ultime**

Le moment réduit ultime μ_{ultime} dépend du rapport γ

$$\gamma = \frac{M_{u\ fictif}}{M_S} = \frac{1{,}14}{0{,}68} \Rightarrow \gamma = 1{,}67$$

Pour les aciers FeE400 et $f_{c28} \leq 30$MPa le moment réduit ultime donné par :

$$\mu_{ultime} = 10^{-4}\left(3340.\theta.\gamma + 49\frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right) = 10^{-4}\left(3340 \times 1 \times 1{,}67 + 49\frac{25}{1} - 3050\right)$$

$$\Rightarrow \mu_{ultime} = 0{,}375$$

$\mu < \mu_{ultime}$ ⇒ Il n'y a pas d'aciers comprimés ($A_{sc} = 0$).

➢ **On calcule α**

$$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1{,}25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0{,}008}) = 0{,}010$$

$\alpha < 0{,}259 \Rightarrow$ Le bras de levier est égal à :

$$Z_b = d(1 - 0{,}6\mu) = 0{,}09(1 - 0{,}6 \times 0{,}008) \Rightarrow Z_b = 0{,}089$$

Donc la section d'armature est égale à :

$$A_{st} = \frac{M_{u\ fictif}}{Z_b \sigma_s} = \frac{1{,}14 \times 10^{-3}}{0{,}089 \times 347{,}83} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0{,}368\ cm^2$$

La section est très faible on adopte le ferraillage minimal par la condition de non fragilité.

➢ **Condition de non fragilité**

a) Armatures principales

D'après le CBA (Article A.4.2) le pourcentage minimum d'acier en flexion simple vaut :

$$A_{min} = 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0{,}23 \frac{2{,}1}{400} \times 1 \times 0{,}09 \Rightarrow A_{min} = 1{,}09\ cm^2$$

On remarque que $A_{st} < A_{min}$ Donc le ferraillage se fera avec A_{min} .

On adopte : $A_{st} = 4HA8\ (2{,}01\ cm)$

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) l'espacement est égal :

$$S_t \leq S_{t\,max} = \min(3h\,;33cm)$$

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(3 \times 10\,;33cm) = 30cm.$

$S_t \leq S_{t\,max} = 30cm$

On adopte :

$St = \frac{100}{4} = 25\ cm.$

b) Armatures de répartition

D'après le BAEL 91 (Article A.8.2,41) :

$$A_{sr} = \frac{A_S}{4} = \frac{2{,}01}{4} \Rightarrow A_{sr} = 0{,}5\ cm$$

On adopte : $A_{sr} = 3HA8\ (1{,}56\ cm)$

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) l'espacement est égal :

$$S_t \leq S_{t\,max} = \min(4h\,;45cm)$$

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(4 \times 10\,;45cm) = 40cm.$

$S_t \leq S_{t\,max} = 40cm.$

On adopte :

$St = \frac{100}{3} = 30\ cm.$

IV.2.6 Vérification nécessaire

IV.2.6.1 Vérification des contraintes

a) Pour le béton on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = ky\ ; K = \frac{M_s}{I}; I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_{sc}k(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

y : position de l'axe neutre à l'ELS et correspond la solution positive de l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A_{st} + A_{sc})y - 30(A_{st}d + A_{sc}d') = 0$$

$$100y^2 + 30(2{,}01 + 0)y - 30(2{,}01 \times 9 + 0) = 0$$

Après la solution de l'équation on trouve $y = 2{,}04$ cm

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2{,}04^3 + 15 \times 2{,}01(9 - 2{,}04)^2 \Rightarrow I = 1743{,}5\ \text{cm}^4$$

$$K = \frac{0{,}68 \times 10^{-3}}{1743{,}5 \times 10^{-8}} \Rightarrow K = 39{,}002\ \text{MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 39{,}002 \times 0{,}0204 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0{,}612\ \text{MPa}$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 0{,}612$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Pour l'acier on doit vérifier que

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{st}} = 201{,}63$ MPa Pour fissuration préjudiciable.

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 39{,}002(0{,}09 - 0{,}0204) \Rightarrow \sigma_{st} = 40{,}72\ \text{MPa}$$

Donc :

$\sigma_{st} = 40{,}72$ MPa $\leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63$ MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

IV.2.6.2 Vérification de l'effort tranchant

D'après le CBA (Article A.5.1) il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2{,}92 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}09} \Rightarrow \tau_u = 0{,}032\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0{,}15 \times \frac{25}{1{,}5}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0{,}032$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa $\Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

IV.2.7 Schéma de ferraillage

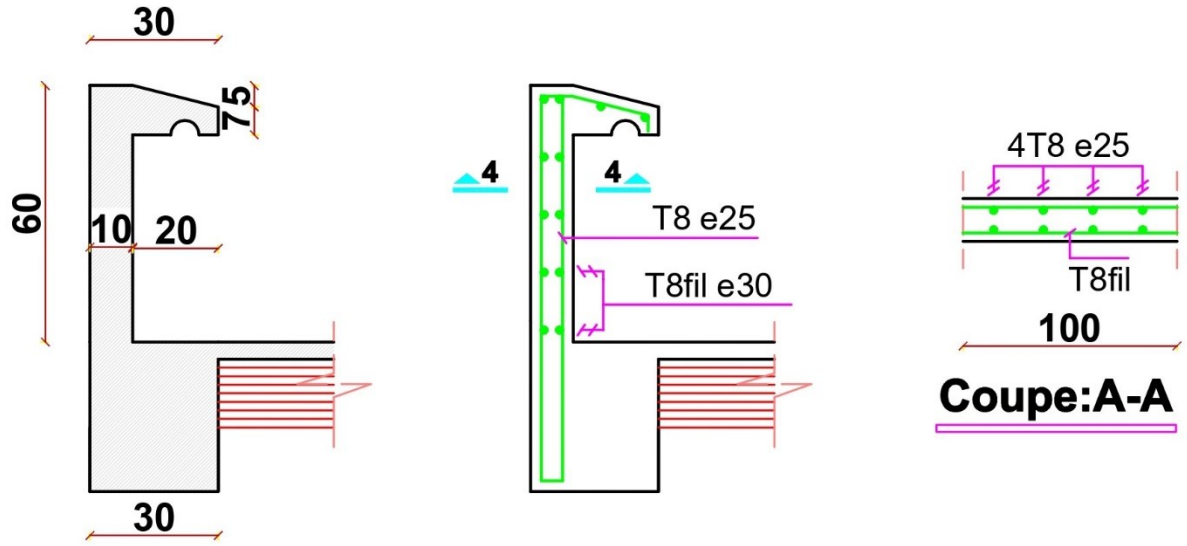


Figure IV. 3 : Schéma de ferraillage et coffrage de l'acrotère

IV.3 Etude du l'escalier

IV.3.1 Caractéristiques géométriques

Les escaliers sont l'un des éléments secondaires qui sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges, l'escalier est constitué de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

D'après la pré-dimensionnement les caractéristiques géométriques des volées :

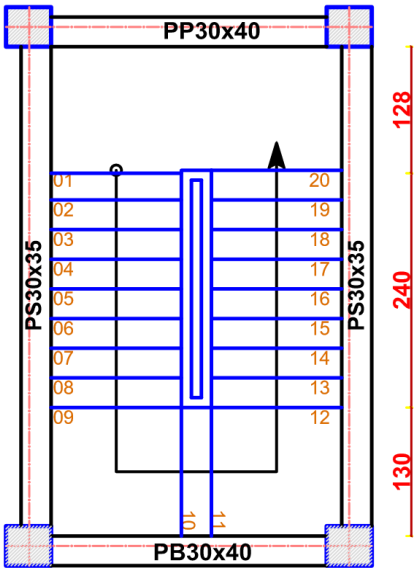


Figure IV. 4 : La géométrie des escaliers

La dalle (paillasse + palier) peut être considérée comme une poutre continue avec les différentes conditions d'appuis, les méthodes de calcul est de détermination des moments dans les poutres continues.

IV.3.2 Evaluation des charges

- Charges permanentes (G) du paillasse : G = $G_{Paillasse}$ × 1ml = 9,03 KN/ml.
- Charges permanentes (G) du palier : G = G_{Palier} × 1ml = 5,27 KN/ml.
- Charges d'exploitation (Q) du paillasse et palier : Q = Q × 1ml = 2,5 KN/ml.

IV.3.3 Combinaison des charges

Tableau IV. 3 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU : P_u = 1,35G + 1,5Q	15,94	10,86
ELS : P_s = G + Q	11,53	7,77

IV.3.4 Calcul de la charge équivalente

Voici comment transformer la distribution des charges en une charge équivalente :

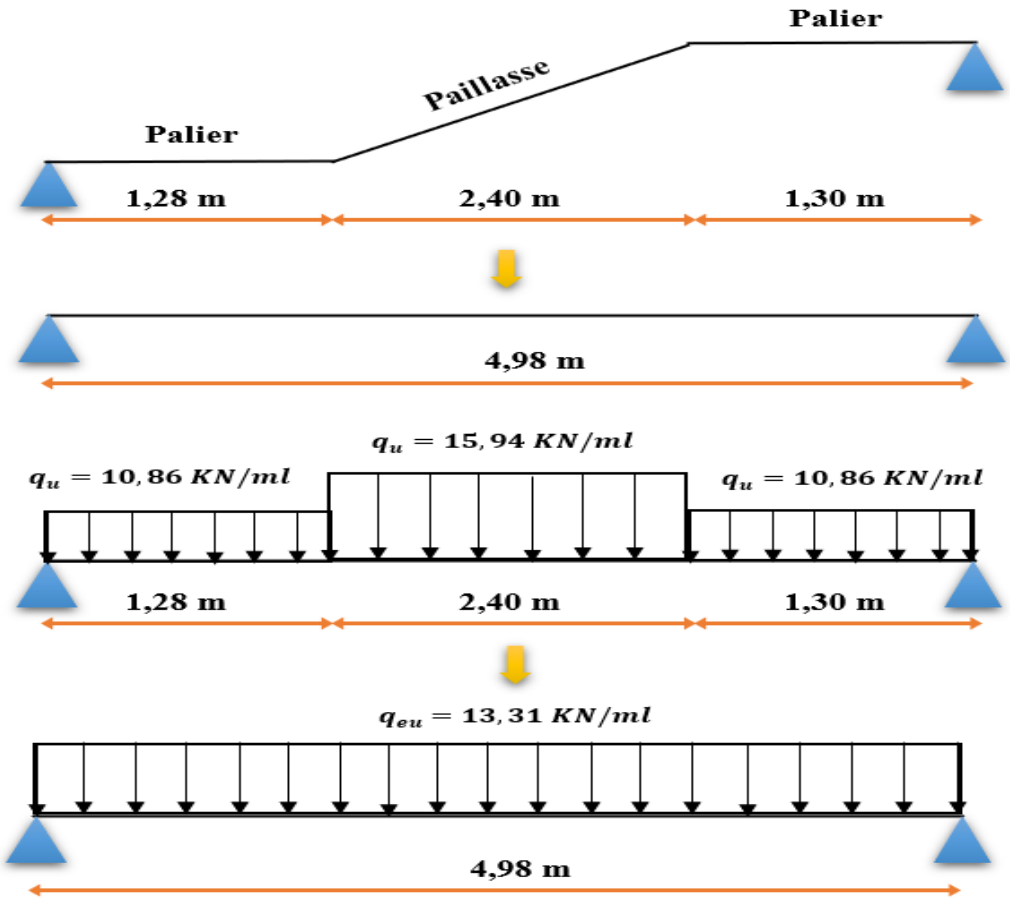


Figure IV. 5 : Distribution des charges en une charge équivalente

- **A l'ELU**

$$qeu = \frac{\sum qi \times Li}{\sum Li} = \frac{15{,}94(2{,}4) + 10{,}86(1{,}28 + 1{,}3)}{4{,}98} = 13{,}31\ \text{KN/ml}$$

- **A l'ELS**

$$qe\ ser = \frac{\sum qi \times Li}{\sum Li} = \frac{11{,}53(2{,}4) + 7{,}77(1{,}4 + 1{,}4)}{4{,}98} = 9{,}58\ \text{KN/ml}$$

IV.3.5 Sollicitations de calcul de l'escalier

a) A l'ELU

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qeu \times L^2}{8} = \frac{13,31 \times 4,98^2}{8} = 41,26$ KN.m
- Moment sur appui : Ma = 0,2 × M_0 = 0,2 × 41,26 = 8,25 KN.m
- Moment en travée : Mt = 0,85 × M_0 = 0,85 × 41,26 = 35,07 KN.m
- Effort tranchant : $Vu = \frac{qeu \times L}{2} = \frac{13,31 \times 4,98}{2} = 33,14$ KN

b) A l'ELS

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qe\ ser \times L^2}{8} = \frac{9,58 \times 4,98^2}{8} = 29,70$ KN. m
- Moment sur appui : Ma = 0,2 × M_0 = 0,2 × 29,70 = 5,94 KN.m
- Moment en travée : Mt = 0,85 × M_0 = 0,85 × 29,70 = 25,24 KN.m
- Effort tranchant : $Vu = \frac{qe\ ser \times L}{2} = \frac{9,58 \times 4,98}{2} = 23,85$ KN

IV.3.6 Calcul de ferraillage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) = (100×15) cm².

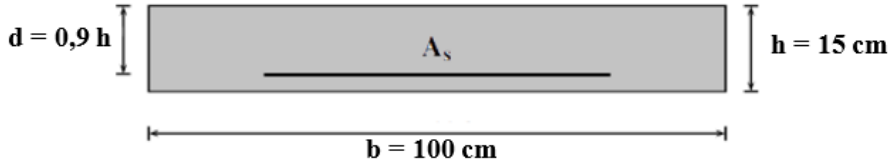


Figure IV. 6 : Section à ferrailler

Tableau IV. 4 : Différents coefficients pour calculer le ferraillage

f_{c28}(Mpa)	θ	f_{t28}(Mpa)	γ_b	γ_s	d(mm)	f_{bu}(Mpa)	σ_s(Mpa)	f_e(Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

- $\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$

➢ $\alpha_u = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$

- $\alpha_u = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$
- $Z = d(1 - 0,4 \times \alpha_u)$
- $A_S = \frac{Mu}{Z \times f_{su}}$
- $A_{s\,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$
- $S_t = \frac{100\ cm}{\text{Nombre des barres}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 : Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

Section	M_u(KN. m)	μ	α_u	z(cm)	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}$	Choix	s_t(cm)
Travée	35,07	0,136	0,183	12,50	8,05	10,78	7HA14	10
Appui	8,25	0,032	0,041	13,30	1,79	5,65	5HA12	15

- **Les armatures de répartition :**

D'après le BAEL (Article A.8.2,41) : $A_{sr} = \frac{A_s}{4}$

Tableau IV. 6 : Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition

Section	A_{sr} (cm^2)	$A_{s\ adop}(cm^2)$	Choix	s_t(cm)
Travée	4,23	5,50	7HA10	15
Appui	1,41	5,50	7HA10	15

IV.3.7 Vérification à L'ELU

- **Espacement maximal :** D'après le BAEL (Article A.8.2,42) :

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(3h\,;33cm)$ → Pour les armatures principales.

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(3 \times 15\,;33cm) = 33cm$

On adopte : $S_t = 10$ cm

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(4h\,;45cm)$ → Pour les armatures secondaires.

$S_t \leq S_{t\,max} = \min(4 \times 10\,;45cm) = 40cm$

On adopte : $S_t = 15$ cm

- **Condition de non fragilité**

D'après le CBA93 (Article A.4.2) :

La section minimale : Amin ≤ As.

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63cm^2.$$

En travée : $A_{min} \leq As = 10,78\ cm^2$ .....(Condition vérifier).

Sur appui : $A_{min} \leq As = 5,65\ cm^2$ .....(Condition vérifier).

- **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le CBA93 (Article A.5.1) on vérifie la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$\tau_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\ 5\ MPa\right)$ → (Fissuration non préjudiciable).

$\tau_u = \min(3,33\ ;\ 5) = 3,33$ MPa.

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,25$ MPa.

0,25 MPa ≤ 3,33 MPa ; donc : τu ≤ $\overline{\tau u}$ .....(Condition vérifier).

IV.3.8 Vérification à L'ELS

IV.3.8.1 Vérification des contraintes

D'après BAEL91 modifiée 99 (Art A.4.5.2) :

a) En travée :

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

Avec :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,07}{25,24} = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$\alpha = 0,445 \geq \alpha_u = 0,183$ .....(Condition vérifiée).

b) Sur appuis

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \; ; \Rightarrow \text{avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,25}{5,94} = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$\alpha = 0,445 \geq \alpha_u = 0,0406$ .....(Condition vérifiée).

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

IV.3.8.2 Vérification de la flèche

D'après le CBA93 (Art B.6.5.1) il faut vérifier :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{498} = 0,030 \leq \frac{1}{16} = 0,033$..... (Condition non vérifié).

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{15}{498} = 0,030 \leq \frac{25,24}{10 \times 29,70} = 0,085$..... (Condition non vérifié).

$As \leq \frac{4,2 \times b \times d}{fe} \rightarrow As = 10,78 \geq \frac{4,2 \times 100 \times 13,5}{400} = 14,18$ ..... (Condition non vérifié).

Trois conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le CBA93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 modifiée 99 (B.6.5.2) la flèche totale est :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f}$$

Avec :

f_{Gv} : flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{Gi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{Pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

- **Détermination de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$1y^2 + 0{,}032y - 0{,}0044 = 0 \Rightarrow y = 0{,}0522\ m$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$I = 1{,}582711 \times 10^{-4}\ m^4 = 15827{,}11\ cm^4$

$A_s = 10{,}78\ cm^2$; $y = 5{,}22\ cm$; $I = 15827{,}11\ cm^4$; $h = 15\ cm$; $d = 0{,}9h = 13{,}5\ cm$

$$A_s' = 0\ ;\ b = 100\ cm\ ;\ d' = 0{,}11d = 1{,}49\ cm\ ;\ \rho = \frac{A_s}{bd} = 0{,}008$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12}\right) + 15\left[As\ \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

$$I_0 = \left(\frac{100\ \times 15^3}{12}\right) + 15\left[10{,}78\ \left(\frac{15}{2} - 1{,}49\right)^2\right] = 33965{,}62\ cm^4$$

- **Déformations instantané et différé λ_v et λ_i**

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times ft_{28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}013\left(2 + 3\frac{100}{100}\right)} = 1{,}67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2 \times 1{,}67}{5} = 0{,}67$$

- **Calcul des moments fléchissant**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

  G_1et G_2 : charge permanentes du (paillasse et palier).

$$G = \frac{\sum G_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{5{,}27 \times 128 + 9{,}03 \times 240 + 5{,}27 \times 130}{128 + 240 + 130} = 7{,}08\ KN/m^2$$

$$M_G = \frac{G \times 1 \times L^2}{8} = \frac{7{,}08 \times 1 \times 4{,}98^2}{8} = 14{,}27\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$j = j(\text{ Murs extérieur }) + j(\text{ Marche }) = 2{,}81 + 1{,}87 = 4{,}68\ KN/m^2$

$$M_j = \frac{j \times 1 \times L^2}{8} = \frac{4{,}68 \times 1 \times 4{,}98^2}{8} = 14{,}51\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 1 \times L^2}{8} = \frac{(5{,}27 + 2{,}5) \times 1 \times 4{,}98^2}{8} = 19{,}31\ KN.m$$

- **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \dfrac{15 \times M_G}{I}(d - y) = \dfrac{15 \times 14{,}27 \times 10^3}{15827{,}11}(13{,}5 - 5{,}22) = 111{,}98 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \dfrac{15 \times M_j}{I}(d - y) = \dfrac{15 \times 14{,}51 \times 10^3}{15827{,}11}(13{,}5 - 5{,}22) = 113{,}86 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \dfrac{15 \times M_p}{I}(d - y) = \dfrac{15 \times 19{,}31 \times 10^3}{15827{,}11}(13{,}5 - 5{,}22) = 151{,}53 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ)**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}013 \times 111{,}98 + 2{,}1} = 0{,}536 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}013 \times 113{,}86 + 2{,}1} = 0{,}542 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}013 \times 151{,}53 + 2{,}1} = 0{,}631 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée**

$$\begin{cases} I_{fi}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 33965{,}62}{1 + 1{,}67 \times 0{,}536} = 19714{,}94 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^{j} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \dfrac{1{,}1 \times 33965{,}62}{1 + 1{,}67 \times 0{,}542} = 19611{,}25 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^{p} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \dfrac{1{,}1 \times 33965{,}62}{1 + 1{,}67 \times 0{,}631} = 18191{,}99 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 33965{,}62}{1 + 0{,}67 \times 0{,}536} = 27489{,}98 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

- **Calcul les modules de déformation Ei et Ev**

$\mathbf{E_i} = 32164{,}20 \text{ MPa}$

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

- **Calcul des flèches**

$$\begin{cases} f_{Gi} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{G}} = \dfrac{14{,}27 \times 4{,}98^2}{10 \times 32164{,}19 \times 19714{,}94 \times 10^{-5}} = 0{,}00558 \text{ m} \\ f_{ji} = \dfrac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{j}} = \dfrac{14{,}51 \times 4{,}98^2}{10 \times 32164{,}19 \times 19611{,}25 \times 10^{-5}} = 0{,}00571 \text{ m} \\ f_{pi} = \dfrac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{p}} = \dfrac{19{,}31 \times 4{,}98^2}{10 \times 32164{,}19 \times 18191{,}99 \times 10^{-5}} = 0{,}00818 \text{ m} \\ f_{Gv} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^{G}} = \dfrac{14{,}27 \times 4{,}98^2}{10 \times 10818{,}87 \times 27489{,}98 \times 10^{-5}} = 0{,}01189 \text{ m} \end{cases}$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi}$

$\Delta f_t = 0{,}01189 - 0{,}00571 + 0{,}00818 - 0{,}00558 = 0{,}00878 \text{ m}$

➢ **Fleche admissible**

La flèche admissible $\bar{f}$ est donnée par :

- Si $L \leq 500$ cm..... $\bar{f} = \frac{L}{500}$
- Si $L > 500$ cm ..... $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm

$L = 498$ cm..... $\bar{f} = \frac{498}{500} = 0{,}996$ cm

$\Delta f_t = 0{,}00878$ m $= 0{,}878$ cm $\leq \bar{f} = 0{,}996$ cm..... La flèche est vérifiée.

IV.3.9 Schéma de ferraillage

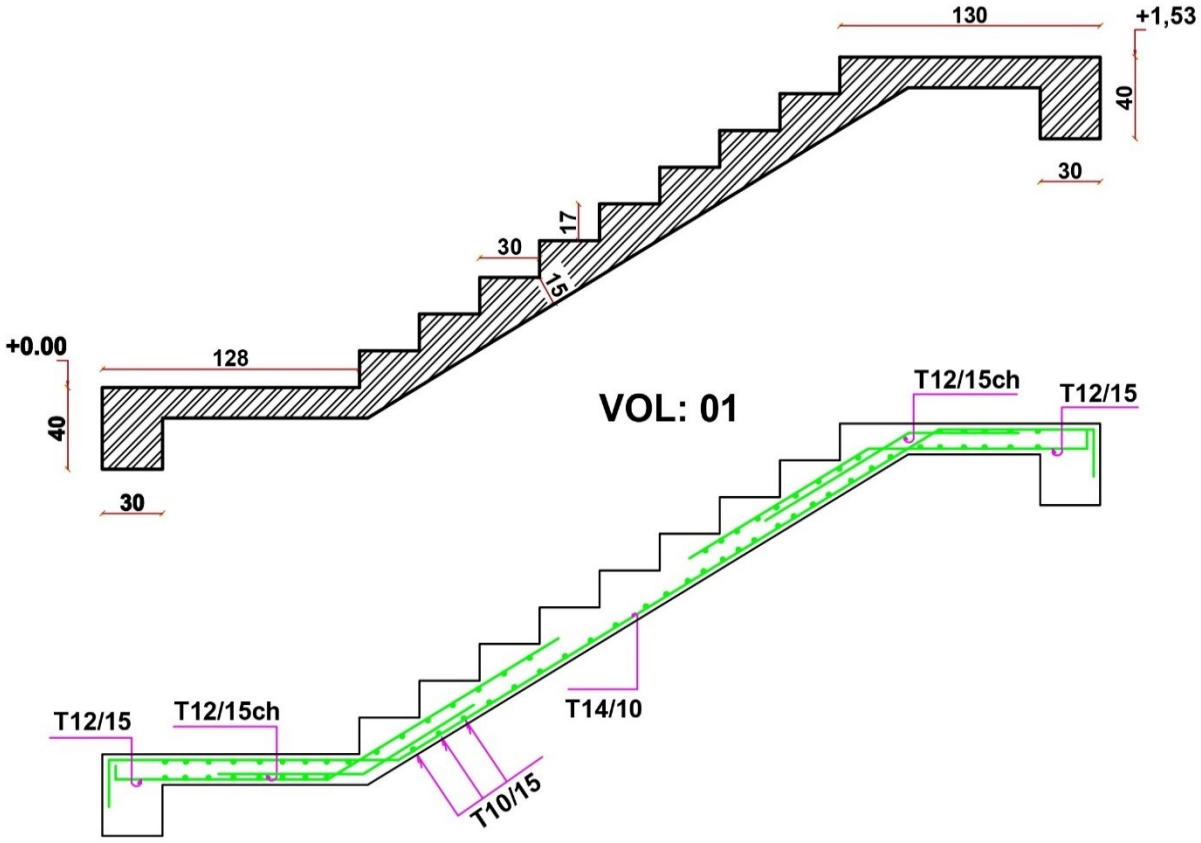


Figure IV. 7 : Schéma de coffrage et ferraillage de l'escalier

IV.3.10 Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui prend la forme de la deuxième volée, elle soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de fléchissant et de torsions.

a) Évaluation des charges

➢ Poids propre :

$G_{pp} = b \times h \times 25 = 0{,}3 \times 0{,}4 \times 25 = 3$ KN/ml

➢ Poids du mur extérieur :

$G_{me} = G_{mur} \times h_{moy} = 2{,}81 \times 1{,}7 = 4{,}78$ KN/ml

- Réaction de l'escalier sur la poutre :

ELU : $R_u = \frac{q_{eu} \times l}{2} = \frac{13{,}31 \times 4{,}98}{2} = 33{,}14\ KN/ml$

ELS : $R_{ser} = \frac{q_{e\ ser} \times l}{2} = \frac{9{,}58 \times 4{,}98}{2} = 23{,}85\ KN/ml$

b) Combinaisons des charges

ELU : $q_u = 1{,}35G + R_u = 43{,}64\ KN/ml$

ELS : $q_{ser} = G + R_{ser} = 31{,}63\ KN/ml$

c) Calcul des sollicitations

- $l = 2{,}75$ m
- Moment d'équivalence : $M_0 = \frac{q_e \times l^2}{8}$
- Moment En travée : $M_t = 0{,}85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}2M_0$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{q_e \times l}{2}$

Tableau IV. 7: résultats des sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M_0 (KN.m)	41,25	29,90
M_t (KN.m)	35,07	25,42
M_a (KN.m)	8,25	5,98
V_u (KN)	60,01	41,11

d) Calcul du ferraillage

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

- Hauteur utile :

$$d = 0{,}9 \times h$$

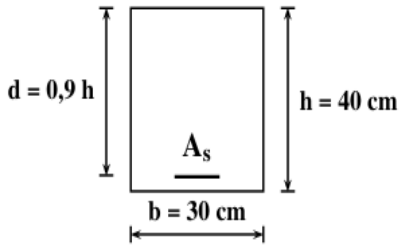
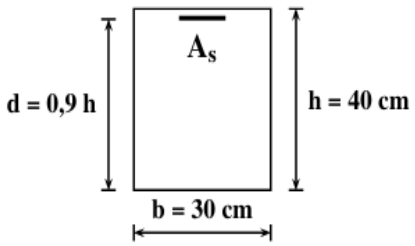
- Moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

- $15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$
- $\beta = \frac{5\alpha_u^2(3-8\alpha_u)}{3(1-\alpha_u)^2}$
- $A_{S\ travée} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : résultats du calcul du ferraillage de la poutre brisée

	En travée	Sur appuis
d (m)	0,36	0,36
Schéma		
μ	0,064	0,015
$\mu < \mu_l = 0,392$	CV	CV
As'	0, Pas d'armatures comprimées	0, Pas d'armatures comprimées
$\mu < 0,1859$	CV ⇒ Pivot A	CV ⇒ Pivot A
$\mu < 0,1042$	CV	CV
α_u	0,124	0,057
β	0,067	0,015
As (cm^2)	2,93	0,67

Remarque : D'après le RPA 2024 : Le pourcentage total des aciers est soit supérieure ou égale à 0.5% de la section de la poutre.

$A_{s\,RPA} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2 \leq 6HA14 = 9,24\ cm^2$ .....Condition vérifiée.

La zone en porte-à-faux de l'escalier (appelée pousser au vide) a été renforcée par l'ajout d'un ferraillage 3T12, afin de garantir la sécurité de l'élément structurel.

e) Vérification à l'ELU

D'après le CBA (Article A.4.2) : $A_{s\,min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

- **En travée**

$$A_{s\,min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = \max(A_s\ ;\ A_{s\,min}) = \max(2,93\ ;\ 1,30) = 2,93\ cm^2$$

Donc on adopte : 3HA14 ($4,62\ cm^2$)

- **Sur appuis**

$$A_{s\,min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = \max(A_s\ ;\ A_{s\,min}) = \max(0,67\ ;\ 1,30) = 1,30\ cm^2$$

Donc on adopte : 3HA14 ($4,62\ cm^2$)

f) Vérification de l'effort tranchant

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60{,}01 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0{,}36} = 0{,}56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3{,}33 ; 5) = 3{,}33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}56 \leq \overline{\tau_u} = 3{,}33$ ..... Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.10.1 Vérification à l'ELS

➢ **Vérification des contraintes**

D'après BAEL91 modifiée 99 (Art A.4.5.2) :

- **En travée**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \ ;$$

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35{,}07}{25{,}42} = 1{,}38$$

$$\alpha = \frac{1{,}38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44$$

$\alpha = 0{,}44 \geq \alpha_u = 0{,}124$ ..... Condition vérifiée.

- **Sur appuis**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \ ;$$

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8{,}25}{5{,}98} = 1{,}38$$

$$\alpha = \frac{1{,}38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44$$

$\alpha = 0{,}44 \geq \alpha_u = 0{,}057$ ..... Condition vérifiée.

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

➢ **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2) :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{40}{275} = 0{,}14 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \ldots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{498} = 0{,}14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25{,}42}{10 \times 29{,}90} = 0{,}085 \ldots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_S}{bd} = \frac{4{,}62}{30 \times 36} = 0{,}0043 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \ldots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.10.2 Armatures transversales

➢ **Diamètre**

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) = \min(11{,}4; 30; 12) = 11{,}4 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8$ mm

➢ **Espacement**

St ≤ min (0,9d ; 40 cm)

St ≤ min (32,4 cm ; 40 cm) = 32,4 cm

L'espacement selon RPA 2024 est donné par le tableau 2.38 (cf. § 2.2.7.2.2) :

- **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 24\varphi_t ; 17{,}5 \text{ cm} ; 6\varphi_{Lmin}\right) \Rightarrow St \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 24 \times 0{,}8 ; 17{,}5 \text{ cm} ; 6 \times 1{,}2\right)$$

$$\Rightarrow St \leq \min(10 ; 19{,}2 ; 17{,}5 ; 7{,}2)$$

Donc : on prend St = 7 cm dans la zone nodale.

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St \leq \frac{40}{2} \Rightarrow St \leq 20$$

Donc : on prend St = 15 cm dans la zone courante.

IV.3.10.3 Calcul à la torsion

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée.

➢ **Calcul le moment de torsion à l'ELU :**

$$M_{ua} = \frac{M_a}{L_{esc}} = \frac{8{,}25}{4{,}98} = 1{,}66 \text{ KN}$$

$$M_{tor} = M_{ua} \times \frac{L_{poutre}}{2} = 1{,}66 \times \frac{2{,}75}{2} = 2{,}28 \text{ KN.m}$$

➢ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω »**

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (40 - 5) \times (30 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

➢ **Calcul le périmètre de la section efficace**

$$U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 120 \text{ cm}$$

➢ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t)**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{2{,}28 \times 10^6}{2 \times 875 \times 50 \times 10^2} = 0{,}261 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

Suivant la condition :

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \overline{\tau_u^2}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \min(3{,}33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3{,}33\ \text{Mpa} \rightarrow \overline{\tau_u^2} = 11{,}08\ \text{MPa}$

$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0{,}56^2 + 0{,}261^{\,2} = 0{,}382\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u^2} = 11{,}08\ \text{MPa}$ ..... Condition vérifiée.

- **Calcul du ferraillage à la torsion**

$$A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times U = \frac{2{,}28 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1{,}15}} \times 1{,}2 = 4{,}49 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 0{,}45\ \text{cm}^2$$

On adopte : $\mathbf{2HA10}\ (\mathbf{1{,}57\ cm^2})$

- **Schéma de ferraillage :**

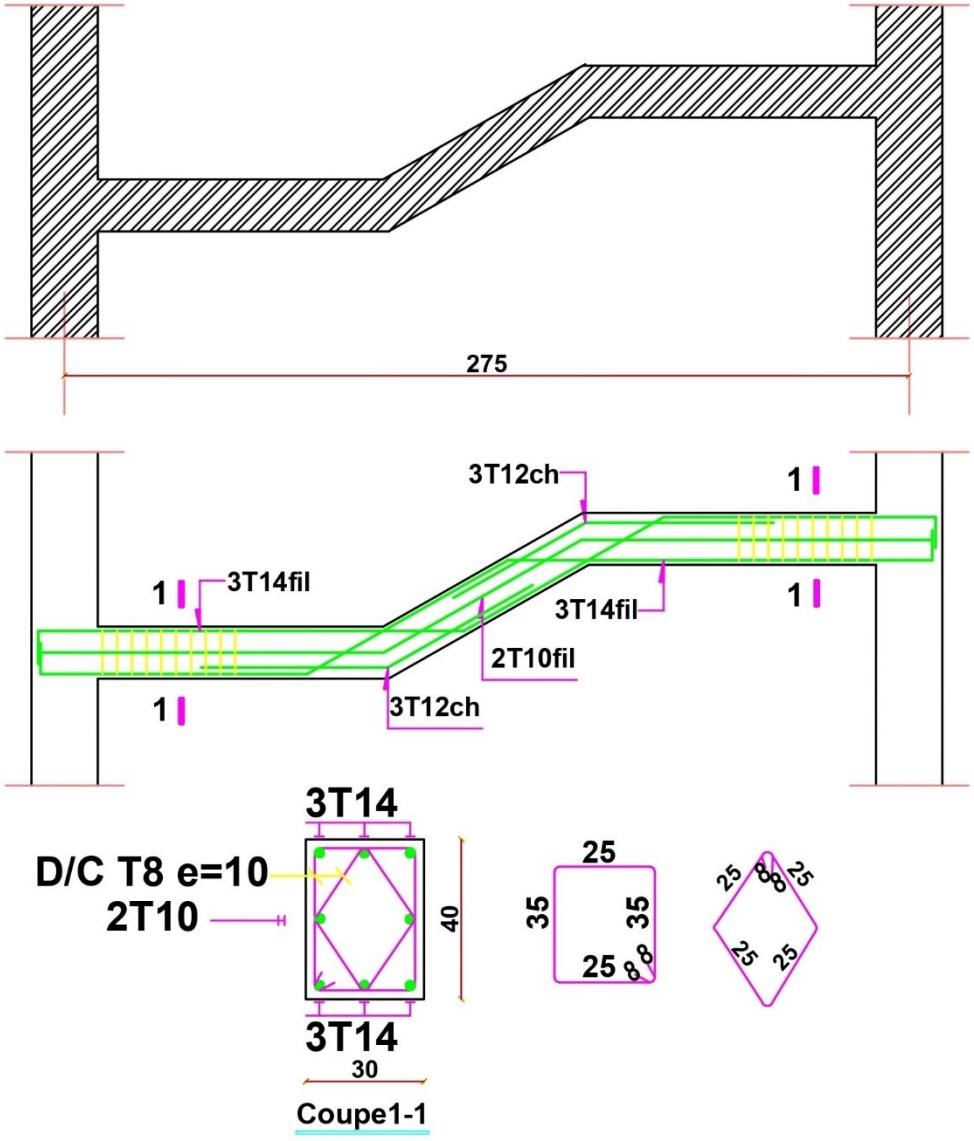


Figure IV. 8 : Schéma de coffrage et ferraillage de poutre brisée

IV.4 Etude du plancher à dalle pleine (Sous-sol)

La dalle pleine est une plaque horizontale de faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions. Elle peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis.

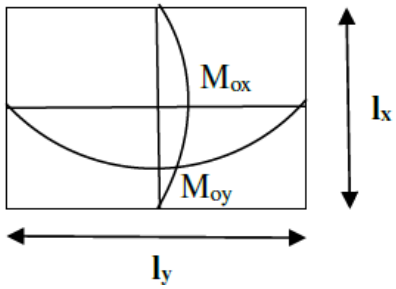
Le calcule se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements **(B.A.E.L91)** pour la détermination des moments isostatique.

IV.4.1 Modes de travail de la dalle

Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport $\alpha = \frac{Lx}{Ly}$.

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \leq 0,4 \rightarrow$ dalle porte dans un seul sens.

$0,4 < \alpha = \frac{Lx}{Ly} < 1 \rightarrow$ dalle porte dans les deux sens.



- **Étape de calcul de α**

Calcul de α

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{423}{485} = 0,87 \rightarrow 0,4 < 0,87 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

IV.4.2 Combinaison des charges

Pour plancher sous-sol : G = 5,86 KN/m^2 ; Q = 1,5 KN/m^2

Le calcul se fait sur une bonde de 1m.

Charge permanente : $G = G_{S\text{-}SOL} \times 1ml = 5,86 \times 1 = 5,86$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q = Q_{S\text{-}SOL} \times 1ml = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN/ml

Tableau IV. 9 : Chargement du plancher Sous-Sol à dalle pleine

	ELU	ELS
Dalle	$Q_u = 1,35\ (G) + 1,5\ (Q)$ $Q_u = 10,16$ KN/ml	$Q_{ser} = G + Q$ $Q_{ser} = 7,36$ KN/ml

IV.4.3 Calcul des moments isostatiques

$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X}$: moment dans le sens de la grande portée.

Avec :

Les coefficients μ_x et μ_y sont donné dans un tableau par règles BAEL91 (Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99).

On a : $\alpha = 0,87 \rightarrow$ donc après le tableau on a :

- **ELU :** $\mu_x = 0,0486$; $\mu_y = 0,7244$
- **ELS :** $\mu_x = 0,0556$; $\mu_y = 0,8074$

- **Calcul du M_0**

a. À l'ELU

$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0{,}0486 \times 10{,}16 \times 4{,}23^2 = 8{,}84$ KN.m

$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0{,}7244 \times 8{,}84 = 6{,}40$ KN.m

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + (\alpha/2)} = \frac{10{,}16 \times 4{,}23}{2} \times \frac{1}{1 + (0{,}87/2)} = 14{,}96 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{10{,}16 \times 4{,}85}{3} = 16{,}43 \text{ KN}$$

b. À l'ELS

$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0{,}0556 \times 7{,}36 \times 4{,}23^2 = 7{,}32$ KN.m

$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0{,}8074 \times 7{,}32 = 5{,}81$ KN.m

IV.4.4 Distribution des moments

La distribution des moments sur la dalle est la suivante :

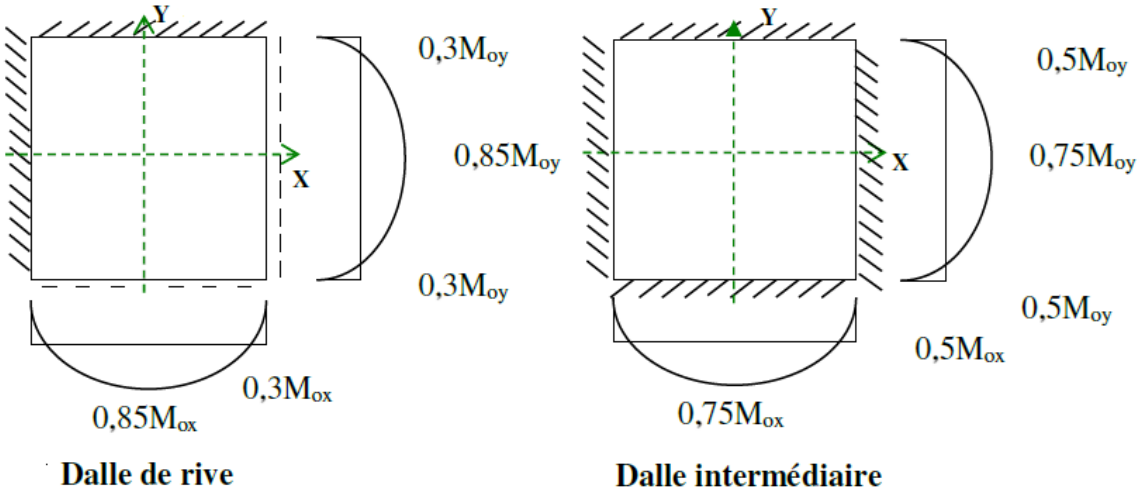


Figure IV. 9 : Distribution des moments sur dalle de rive et dalle intermédiaire

a. À l'ELU :

➢ **Moment en travée**

- **Bonde de largeur de 1,00m**

Sens Lx : $M_x^t = 0{,}85 \times M_{0X} = 0{,}85 \times 8{,}84 = 7{,}51$ KN.m

Sens Ly : $M_y^t = 0{,}85 \times M_{0Y} = 0{,}85 \times 6{,}40 = 5{,}44$ KN.m

- **Moment sur appuis**
- **Bonde de largeur de 1,00m**

Sens Lx : $M_x^a = -0{,}3 \times M_{0X} = -0{,}3 \times 8{,}84 = -2{,}65$ KN.m

Sens Ly : $M_y^a = -0{,}3 \times M_{0Y} = -0{,}3 \times 6{,}40 = -1{,}92$ KN.m

IV.4.5 Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS

Le tableau (IV.10) suivant résume les valeurs maximales des moments fléchissant :

Tableau IV. 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

Panneau		M_o	M_t	M_a
ELU	Sens L_x	8,84	7,51	-2,65
	Sens L_y	6,40	5,44	-1,92
ELS	Sens L_x	7,32	6,22	-2,20
	Sens L_y	5,81	4,94	-1,74

IV.4.6 Calcul de ferraillage

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (b × h) = (100×18) cm² soumise à la flexion simple, en fissuration préjudiciable.

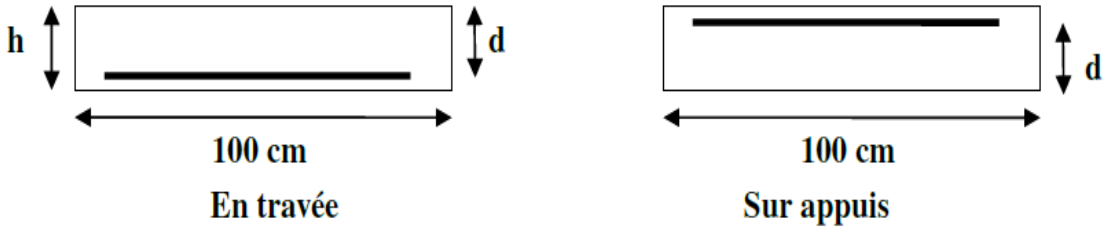


Figure IV. 10 : Section à ferrailler en travée et sur appuis

Pour les calculs on utilise les coefficients et les formules suivantes :

Tableau IV. 11 : Différents coefficients pour calculer le ferraillage

f_{c28}(MPa)	θ	f_{t28}(MPa)	γ_b	γ_s	d(mm)	f_{bu}(MPa)	σ_s(MPa)	f_e(MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	162	14,2	348	400

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$
- $\alpha = 1{,}25\times(1-\sqrt{1-2\mu})$
- $Z = d.(1-0{,}4\alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s}$
- $S_t = \frac{100\ cm}{\text{Nombre des barres}}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33cm)$ pour les A_s parallèle à L_x.
- $S_t \leq \min(4h ; 45cm)$ pour les A_s parallèle à L_y.

➢ **Condition de non fragilité**

Selon BAEL pour Fe E400 :

- Selon L_x : $A_{sy\ min} = 8 \times h = 8 \times 0{,}18 = 1{,}44\ cm^2$
- Selon L_y : $A_{sx\ min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{sy\ min} = \frac{3-0{,}87}{2} \times 1{,}44 = 1{,}53\ cm^2$, avec : $\alpha = 0{,}87$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 : Les résultats du ferraillage de panneau sous-sol à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
Section	**En Travée**	**Sur Appui**	**En Travée**	**Sur Appui**
$\mathbf{M_u(KN.m)}$	7,51	−2,65	5,44	−1,92
μ	0,0201	0,0071	0,0146	0,0052
α	0,0255	0,0089	0,0184	0,0065
z(m)	0,160	0,161	0,161	0,162
$\mathbf{A_s(cm^2)}$	1,35	0,72	0,97	0,34
$\mathbf{A_{s\ min}\ (cm^2)}$	1,96		1,96	
$\mathbf{A_{s\ adop}}$	7T12 = 7,92	6T10 = 4,71	7T12 = 7,92	6T10 = 4,71
$\mathbf{V_u\ (KN)}$	14,96		16,43	
$\mathbf{s_t(cm)}$	15	20	15	20
$\mathbf{s_{t\ max}(cm)}$	33	33	45	45
$\mathbf{s_t < s_{t\ max}}$	CV	CV	CV	CV

IV.4.7 Vérification à l'ELU

A) Vérification de l'effort tranchant

D'après le CBA (Article A.5.1), on vérifie la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

- $\tau_u = \frac{V}{b \times d}$
- $\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right) = \min\left(2{,}5\ ;\ 4\right) = 2{,}5\ \text{MPa}$

Tableau IV. 13 : Les résultats de la vérification de l'effort tranchant

Sens	**X-X**	**Y-Y**
$\mathbf{\tau_u}$ **(MPa)**	0,092	0,10
$\mathbf{\overline{\tau_u}}$ **(MPa)**	2,5	
Vérification	CV	CV

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.8 Vérification à L'ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- **Vérification en béton :** $\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}\times Y}{I}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}= 0{,}6 \times fc_{28}$$

- **Position de l'axe neutre :** $by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$
- **Moment d'inertie :** $I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$
- **Vérification en acier :** $\sigma_{st}= 15\ \frac{M_{ser}}{I}(d - y)$
- **La fissuration est préjudiciable donc :** $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3}fe\ ;\ 110\sqrt{\eta \times ftj}\right\}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14 : Tableau récapitulatif de la vérification à L'ELS de panneau sous-sol

	Sens X-X		Sens Y-Y	
Section	**En Travée**	**Sur Appui**	**En Travée**	**Sur Appui**
$\mathbf{M_{ser}(KN.m)}$	6,22	-2,20	4,94	-1,74
$\mathbf{A_{s\ adop}}$	7T12 = 7,92	6T10 = 4,71	7T12 = 7,92	6T10 = 4,71
Y (cm)	5,10	4,10	5,10	4,10
I (cm^4)	19058,50	12640,80	19058,50	12640,80
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**	1,67	4,10	1,33	4,10
$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}}$ **(MPa)**	15	15	15	15
$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**
$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ **(MPa)**	54,20	31,51	34,04	24,92
$\boldsymbol{\overline{\sigma_{st}}}$ **(MPa)**	201,63	201,63	201,63	201,63
$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**

IV.4.9 Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2), il faut vérifier :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{485} = 0{,}037 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ ..... (CNV).

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\times M0} \rightarrow \frac{18}{485} = 0{,}037 \geq \frac{6{,}22}{10\times 7{,}32} = 0{,}085$ ..... (CNV).

$As \leq \frac{4{,}2\times b\times d}{fe} \rightarrow As = 7{,}92 \leq \frac{4{,}2\times 100\times 16{,}2}{400} = 17{,}01$ ..... (CV).

Donc on doit donc faire une vérification de la flèche

En examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f}$$

➢ **Les données de base**

$A_s = 7{,}92\ cm^2$; $y = 5{,}1\ cm$; $I = 19058{,}5\ cm^4$; $h = 18\ cm$; $d = 0{,}9h = 16{,}2\ cm$

$$b = 100\ cm\ ;\ d' = 0{,}11d = 1{,}8\ cm\ ;\ \rho = \frac{A_s}{bd} = 0{,}0049$$

➢ **Moment d'inertie de la section totale homogène**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12}\right) + 15\left[As\ \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

$$I_0 = \left(\frac{100\ \times 18^3}{12}\right) + 15\left[7{,}92\ \left(\frac{18}{2} - 1{,}8\right)^2\right] = 54789{,}42\ cm^4$$

➢ **Déformations instantané et différé λ_v et λ_i**

$$\boldsymbol{\lambda_i} = \frac{0{,}05 \times ft_{28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0049\left(2 + 3\frac{100}{100}\right)} = \mathbf{4{,}30}$$

$$\boldsymbol{\lambda_v} = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2 \times 4{,}30}{5} = \mathbf{1{,}72}$$

➢ **Calcul des moments fléchissant**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

  G : charge permanentes de la dalle pleine.

$$M_G = \frac{G \times 1 \times L^2}{8} = \frac{5{,}86 \times 1 \times 4{,}85^2}{8} = 17{,}23\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$j = j(\text{ Murs extérieur }) + j(\text{ Murs intérieur }) = 2{,}81 + 1{,}46 = 4{,}27\ KN/m^2$$

$$M_j = \frac{j \times 1 \times L^2}{8} = \frac{4{,}27 \times 1 \times 4{,}85^2}{8} = 13{,}23\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 1 \times L^2}{8} = \frac{(5{,}86+1{,}5) \times 1 \times 4{,}85^2}{8} = 21{,}64\ KN.m$$

➢ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \dfrac{15\ \times M_G}{I}(d - y) = \dfrac{15 \times 17{,}23\ \times 10^3}{19058{,}5}(16{,}2 - 5{,}1) = 150{,}15\ MPa \\ \sigma_{Sj} = \dfrac{15\ \times M_j}{I}(d - y) = \dfrac{15 \times 13{,}23 \times 10^3}{19058{,}5}(16{,}2 - 5{,}1) = 115{,}30\ MPa \\ \sigma_{Sp} = \dfrac{15\ \times M_p}{I}(d - y) = \dfrac{15\ \times 21{,}64 \times 10^3}{19058{,}5}(16{,}2 - 5{,}1) = 188{,}58\ MPa \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ)**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0049 \times 150{,}15 + 2{,}1} = 0{,}270 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0049 \times 115{,}30 + 2{,}1} = 0{,}156 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0049 \times 188{,}58 + 2{,}1} = 0{,}365 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée**

$$\begin{cases} I_{fi}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 54789{,}42}{1 + 4{,}30 \times 0{,}270} = 27889{,}05\ cm^4 \\ I_{fi}^{j} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \dfrac{1{,}1 \times 54789{,}42}{1 + 4{,}30 \times 0{,}156} = 36077{,}62\ cm^4 \\ I_{fi}^{p} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \dfrac{1{,}1 \times 54789{,}42}{1 + 4{,}30 \times 0{,}365} = 23468{,}65\ cm^4 \\ I_{fv}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 54789{,}42}{1 + 1{,}72 \times 0{,}270} = 41155{,}62\ cm^4 \end{cases}$$

- **Calcul les modules de déformation "Ei" et "Ev"**

$\mathbf{E_i} = 32164{,}20$ MPa ; $\mathbf{E_v} = 10818{,}87$ MPa

- **Calcul des flèches**

$$\begin{cases} f_{Gi} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{G}} = \dfrac{17{,}23 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 27889{,}05 \times 10^{-5}} = 0{,}00452\ m \\ f_{ji} = \dfrac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{j}} = \dfrac{13{,}23 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 36077{,}62 \times 10^{-5}} = 0{,}00268\ m \\ f_{pi} = \dfrac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{p}} = \dfrac{21{,}64 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 23468{,}65 \times 10^{-5}} = 0{,}00674\ m \\ f_{Gv} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^{G}} = \dfrac{17{,}23 \times 4{,}85^2}{10 \times 10818{,}86 \times 41155{,}62 \times 10^{-5}} = 0{,}00910\ m \end{cases}$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi}$

$\Delta f_t = -0{,}00452 - 0{,}00268 + 0{,}00674 + 0{,}00910 = 0{,}0086$ m

- **Fleche admissible**

La flèche admissible $\bar{f}$ est donnée par :

Si $L \leq 500$ cm..... $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Si $L > 500$ cm ..... $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm

$L = 485$ cm..... $\bar{f} = \frac{485}{500} = 0{,}97$ cm

$\Delta f_t = 0{,}0086$ m $= 0{,}86$ cm $\leq \bar{f} = 0{,}97$ cm ..... La flèche est vérifiée.

IV.4.10 Schéma de ferraillage

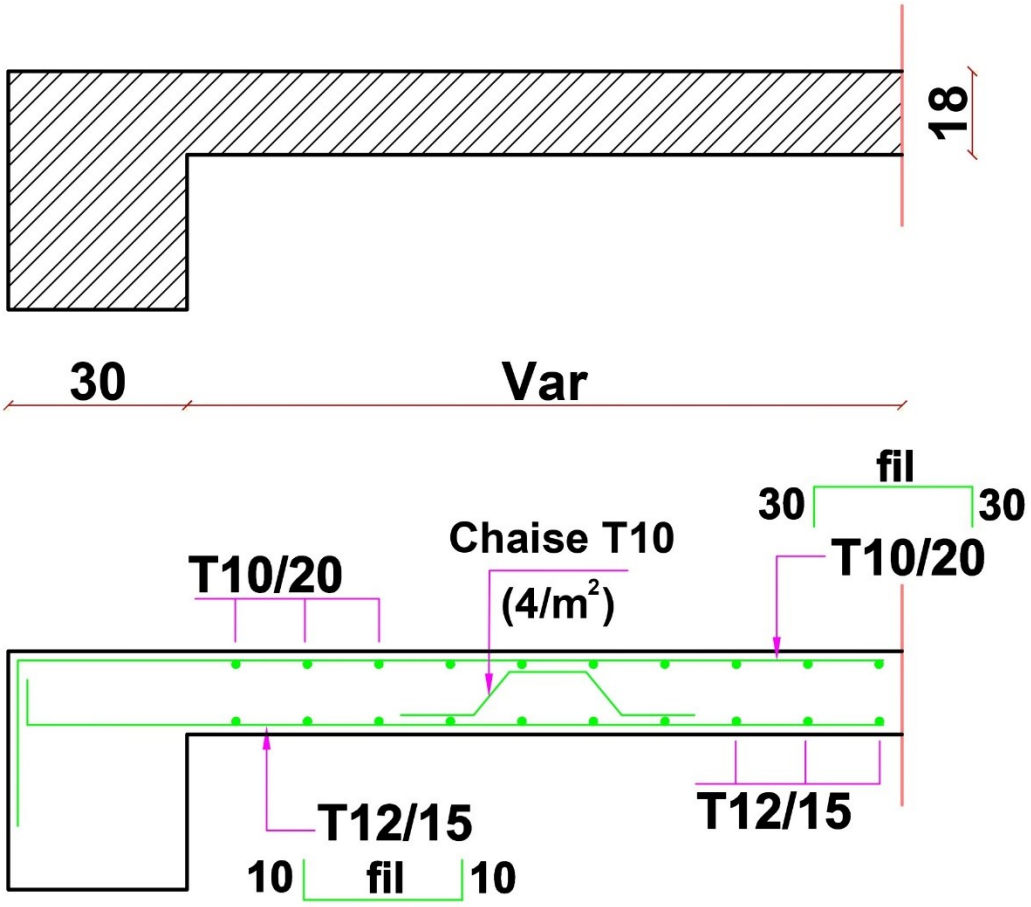


Figure IV. 11 : Schéma de coffrage et ferraillage du plancher à dalle pleine sous-sol

IV.5 Etude des balcons

Les balcons sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et sont généralement en béton armé et reposant sur 3 appuis dans notre cas.

Le balcon est une dalle calculée comme une console et ferraillé en flexion simple.

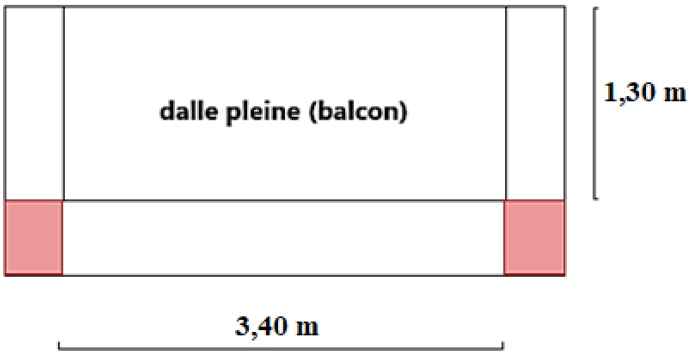


Figure IV. 12 : Dimensions du balcon

Le balcon supporte les charges suivantes :

• La charge permanente G et la charge d'exploitation Q.

• La charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P.

IV.5.1 Évaluation des charges

➢ **Charges permanentes**

G (étage courant) = 5,11 KN/m² × 1 m = 5,11 KN/ml

G (Terrasse) = 7,11 KN/m² × 1 m = 7,11 KN/ml

➢ **Charges d'exploitation**

Q (étage courant) = 3,5 KN/m² × 1 m = 3,5 KN/ml

Q (Terrasse) = 1 KN/m² × 1 m = 1 KN/ml

➢ **Charge du garde-corps :**

P = 1,46 KN/m² × 1 m = 1,46 KN/ml

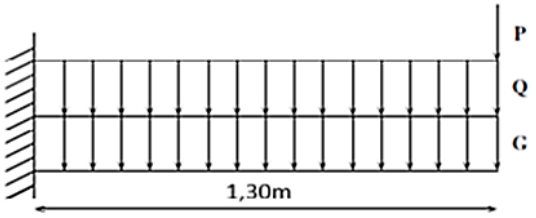


Figure IV. 13 : Schéma des charges du garde-corps

IV.5.2 Combinaison des charges

➢ **ELU**

a) Charge uniformément répartie

q_u (Étage courant) = (1,35 G + 1,5 Q) ×1 m = 1,35 × 5,11 + 1,5 × 3,5 = 12,15 KN/m^2

q_u (Terrasse) = (1,35 G + 1,5 Q) ×1 m = 1,35 × 7,11 + 1,5 × 1 = 11,10 KN/m^2

b) Charge concentrée

p_u = (1,35 P) × 1 m = 1,35 × 1,46 = 1,97 KN/m^2

➢ **ELS**

c) Charge uniformément répartie

q_{ser} (Étage courant) = (G + Q) × 1 m = (5,11 + 3,5) × 1 = 8,61 KN/m^2

q_{ser} (Terrasse) = (G + Q) × 1 m = 7,11 + 1 = 8,11 KN/m^2

d) Charge concentrée

p_{ser} = P ×1 m = 1,46 KN/m^2

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison	Étage courant (KN/m²)	Terrasse (KN/m²)	Charge concentrée (KN/m²)
ELU	12,15	10,10	1,97
ELS	8,61	8,11	1,46

IV.5.3 Etude du balcon étage courant

➢ **Calcul des sollicitations**

- **Calcul des moments de flexion**

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} + p_u \times L = \frac{12,15 \times (1,30)^2}{2} + 1,97 \times 1,3 = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} + p_{ser} \times L = \frac{8,16 \times (1,30)^2}{2} + 1,46 \times 1,3 = 9,17 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times L + p_u = 12,15 \times 1,3 + 1,97 = 17,77 \text{ KN.m}$$

Tableau IV. 16 : Les sollicitations maximales du balcon

	ELU	ELS
Moment (KN.m)	12,83	9,17
L'effort tranchant (KN)	17,77	-

IV.5.4 Calcul du ferraillage

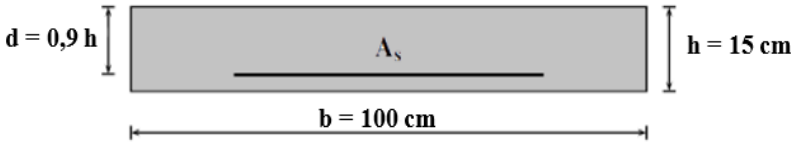


Figure IV. 14 : Section à ferrailler

- **Hauteur utile**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 0,135 \text{ m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \ldots \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu = 0,049 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,049 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,107$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,107^2(3 - 8 \times 0,107)}{3(1 - 0,107)^2} = 0,052$$

$$A_S = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,052 \times 1 \times 0,135 \times 14,17}{347,83} = 0,000284 \text{ m}^2$$

$$A_S = 2,84 \text{ cm}^2$$

IV.5.5 Vérifications nécessaires

- **Condition de non-fragilité**

D'après le CBA (Article A.4.2) il faut vérifier :

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

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}23 \times 1 \times 0{,}135 \times 2{,}1}{400} = \max(A_s\ ;\ A_{s\,min}) = \max(2{,}84\ ;\ 1{,}63) = 2{,}84\ cm^2$$

Donc on adopte : 5HA12 ($5{,}65\ cm^2$)

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

D'après le CBA (Article A.5.1) il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}:$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17{,}77 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}135} = 0{,}13\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 2{,}5\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}13\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$ ..... (Condition vérifiée).

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'ELS**

Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.

L'acier utilisé est de nuance FeE 400 Condition vérifiée.

La section est rectangulaire Condition vérifiée.

Flexion simple Condition vérifiée.

D'après le BAEL la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12{,}83}{9{,}17} = 1{,}39 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma\text{-}1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1{,}39\text{-}1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445$$

$\alpha_u = 0{,}107 \leq \alpha = 0{,}445$ ..... (Condition vérifiée).

Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2), il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0{,}115 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$$ ..... (CV).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M0}{10 \times M0} \rightarrow \frac{15}{130} = 0{,}115 \geq \frac{12{,}83}{10 \times 12{,}83} = 0{,}1$$ ..... (CV).

$$As \leq \frac{4{,}2 \times b \times d}{fe} \rightarrow As = 5{,}65 \leq \frac{4{,}2 \times 100 \times 13{,}5}{400} = 14{,}175$$ ..... (CV).

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5.6 Armatures de répartition

D'après le BAEL (Article A.8.2,41) :

$A_{sr} = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{sr} = \frac{5,65}{4} = 1,41\ cm^2$

Donc on adopte : 5HA10 ($3,93\ cm^2$)

➢ **Espacement des armatures :**

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) :

- **Armatures principales**

$S_p = \frac{100}{5}$ = 20 cm. Donc il faut vérifier que : $S_p \leq S_{pmax}$

S_{pmax} = min (3h ; 33cm) = min (3×15cm ; 33cm) = 33 cm

⇒ On prend S_p = 15 cm

- **Armatures secondaires**

$S_r = \frac{100}{5}$ = 20 cm. Donc il faut vérifier que : $S_r \leq S_{rmax}$

S_{rmax} = min (4h ; 45cm) = min (4×15cm ; 45cm) = 45 cm

⇒ On prend S_r = 15 cm

IV.5.7 Schéma de ferraillage

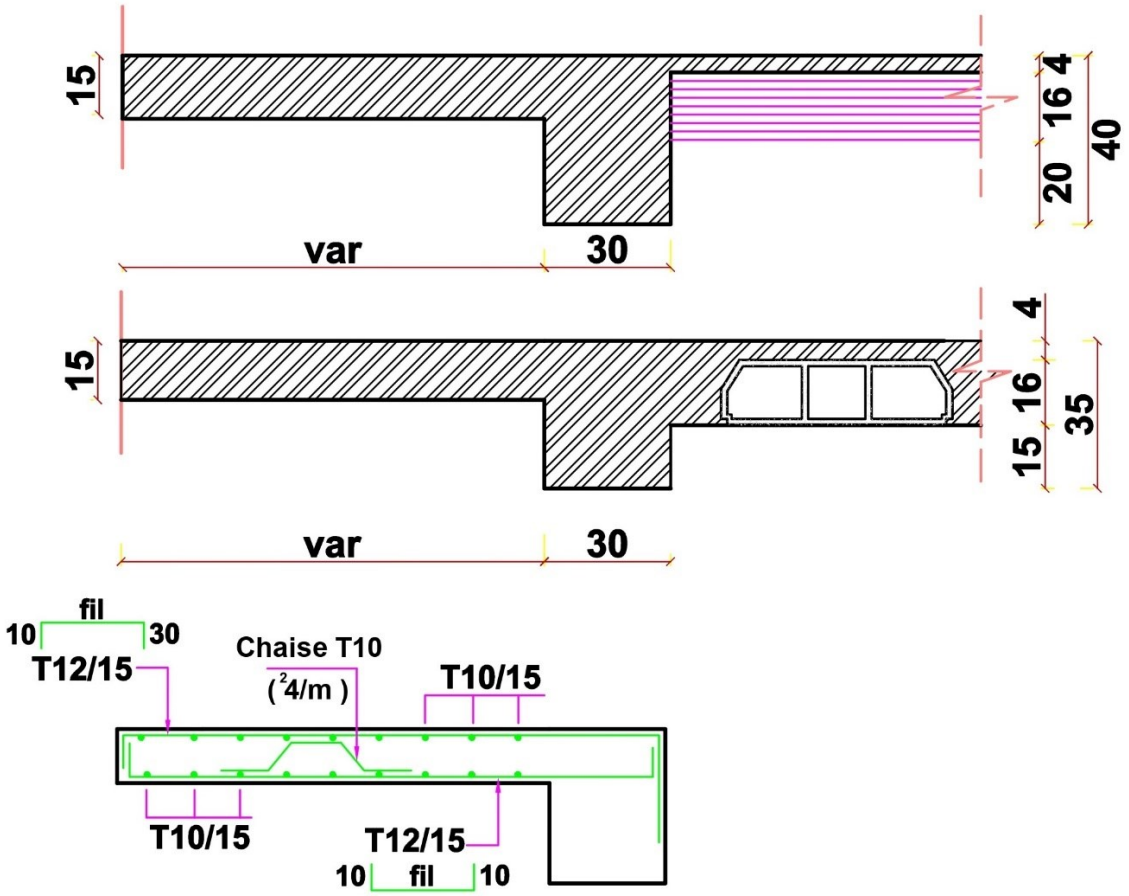


Figure IV. 15 : Schéma de coffrage et ferraillage du balco

IV.6 Etude du plancher en corps creux

Les planchers sont des éléments horizontaux, généralement plans, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Ils assurent plusieurs fonctions, notamment :

- Assurer la reprise des charges permanentes et d'exploitation
- Transmettre les charges aux éléments porteurs de la structure.
- Contribuer à l'isolation thermique et acoustique du bâtiment.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

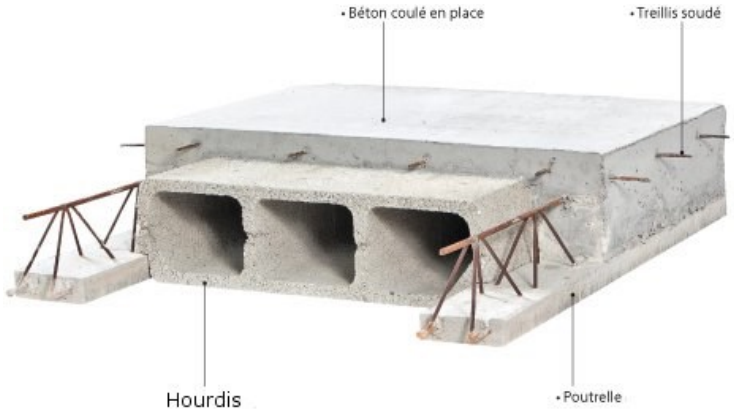


Figure IV. 16 : plancher en corps creux

➢ **Calcul du ferraillage de ce type de planchers comporte deux parties**

Le ferraillage de la dalle de compression et celui des nervures qui sont traitées, d'un point de vue statique comme des poutres continues.

IV.6.1 Evaluation des charges

➢ **Plancher terrasse inaccessible**

- Charge permanente : G = 6,21 × 0,65= 4,04 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q = 1 × 0,65 = 0,65 KN/ml

➢ **Plancher étage courant**

- Charge permanente : G = 5,11 × 0,65= 3,32 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q = 1,5 × 0,65 = 0,98 KN/ml

IV.6.2 Combinaisons des charges

- ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$
- ELS : $q_{ser} = G + Q$

Tableau IV. 17 : Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

Désignations	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU (q_u)	6,43 KN/ml	5,95 KN/ml
ELS (q_{ser})	4,69 KN/ml	4,30 KN/ml

IV.6.3 Ferraillage de la dalle de compression

La table de compression sera ferraillée d'un quadrillage de barres appelées TREILLIS dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 ϕ/m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 ϕ/m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➢ **Section d'armatures perpendiculaires aux nervures doit être**

$$\begin{cases} \text{Si : } L \leq 50\ \text{cm} \Rightarrow A_{S1} \geq \dfrac{200}{f_e}\ (\text{cm}^2) \text{ et } f_e \text{ en MPa} \\ \text{Si : } 50\ \text{cm} \leq L \leq 80\ \text{cm} \Rightarrow A_{S1} \geq \dfrac{4L}{f_e}\ (\text{cm}^2) \end{cases}$$

f_e : Limite d'élasticité($f_e = 400\text{MPa}$).

L : Écartement entre axes des nervures ($L = 65$ cm).

Donc :

$$A_{S1} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0{,}65\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $5\varphi6 \Rightarrow A_{S1} = 1{,}42\ \text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

➢ **Section des armatures parallèles aux nervures**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = 0{,}705\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $5\varphi6 \Rightarrow A_{S2} = 1{,}42\ \text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

On adopte un treillis soudé $\text{T.S06/e}(20 \times 20)$

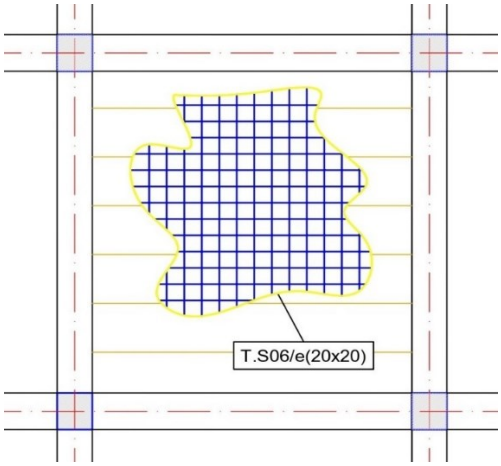


Figure IV. 17 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression

IV.6.4 Calcul des poutrelles

Les poutrelles, éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, sont disposées parallèlement les unes aux autres dans le sens de la petite portée et espacées selon la largeur d'un corps creux. Son rôle dans un plancher est d'assurer la transmission des charges verticales appliquées sur celui-ci vers les poutres principales.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations (les moments et les efforts tranchants peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot.

a) Choix de la méthode de calcul

➢ **Méthode forfaitaire**

- **Domaine d'application :** D'après le CBA (Article B 6.2.2.1) :

Pour déterminer les moments aux appuis et En travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Les charges (permanentes, exploitations) doivent respectées la condition suivante :

$$Q \leq \max(2G\,;\ 5\ KN/m^2)$$

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives :

$$0{,}8 \leq \frac{li}{li+1} \leq 1{,}25$$

- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Principe de la méthode :** D'après le CBA (Annex – E.2) :

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max En travée et sur appuis en fonction de Mo (moments dans la travée isostatique de référence)

Pour chaque travée, on pose :

- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations :

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

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence, de longueur L, soumise à une charge répartie "q".

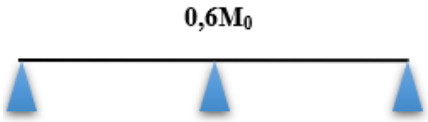
$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

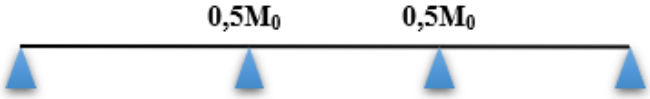
- M_W et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) de la travée considérée.

$$M_t \geq \begin{cases} \text{Max}\{1{,}05M_0\ ;(1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_W + M_e}{2} \\ \dfrac{(1+0{,}3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{(Travée intermédiaire)} \\ \dfrac{(1{,}2+0{,}3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{(Travée de rive.)} \end{cases}$$

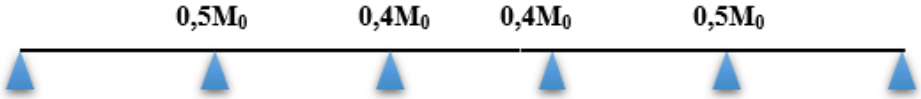
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins :
  - ✓ $0{,}6M_0$ pour une poutre à deux travées.
  - ✓ $0{,}6M_0$ pour une poutre à deux travées.



  - ✓ $0{,}5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.



  - ✓ $0{,}4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



- **Détermination de l'effort tranchant**

Sur une travée, le moment varie paraboliquement (figure III.5) ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec $L = a + b$.

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2\dfrac{M_W + M_t}{a} \\ V_e = -2\dfrac{M_e + M_t}{b} \end{cases}$$

L'effort tranchant est nul au point d'abscisse a. Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} a = L\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{M_e + M_t}{M_W + M_t}}} \\ b = L\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{M_W + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

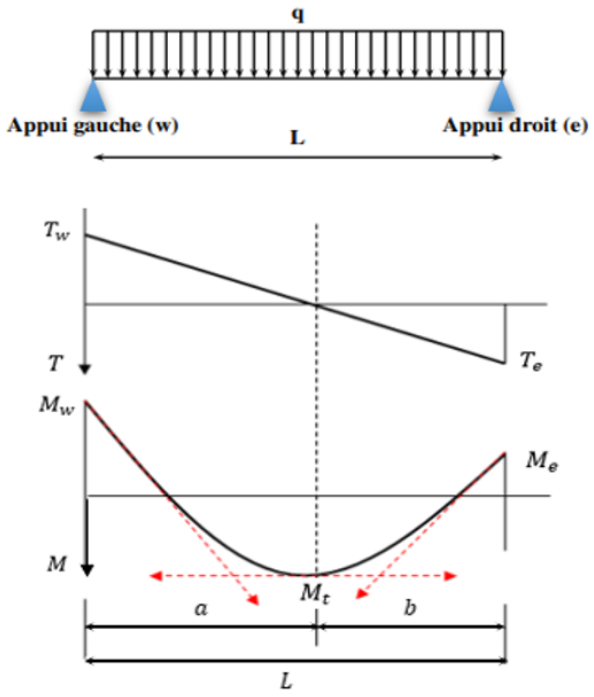


Figure IV. 18 : Le moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire

IV.6.4.1 Application de la méthode forfaitaire



Figure IV. 19 : Schéma statique de poutrelle

Pour cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans CBA Article B 6.2.2.1 :

1 ère condition : les charges doivent respecter $Q \leq \max(2G\,;\ 5\ kN/m^2)$:

- **Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$; $G = 6,21\ kN/m^2$**

$Q = 1 \leq \max(12,42\,;\ 5\ kN/m^2)$ ..... Condition vérifiée.

- **Plancher étage courant : $Q = 1,5\ kN/m^2$; $G = 5,11\ kN/m^2$**

$Q = 1,5 \leq \max(10,22\,;\ 5\ kN/m^2)$ ..... Condition vérifiée.

2 éme condition : les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées :

$I = cte$ pour toutes les travées ..... Condition vérifiée.

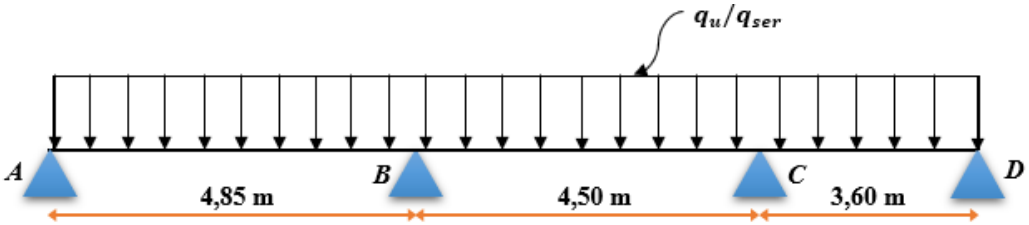
3 éme condition :

$0,8 \leq \frac{li}{li+1} \leq 1,25\ ; 0,8 \leq \frac{4,85}{4,50} = 1,07 \leq 1,25$ et $0,8 \leq \frac{4,50}{3,60} = 1,25 \leq 1,25$ Condition vérifiée.

4 éme condition : les planchers sont protégés par étanchéité multicouche donc les fissurations ne sont pas préjudiciables. ..... Condition vérifiée.

Donc toutes les conditions sont vérifiées, notamment le calcul des sollicitations des poutrelles.

IV.6.4.2 Détermination des sollicitations maximales :



➢ **Plancher terrasse inaccessible**

- **Calcul du rapport de charge**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{4,04+0,65} = 0,14$$

- **Calcul les moments isostatiques M_{0i} :**
  - Travée AB : $M_{0(AB)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 4,85^2}{8} = 18,90 \text{ KN.m}$
  - Travée BC : $M_{0(BC)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 4,50^2}{8} = 16,28 \text{ KN.m}$
  - Travée CD : $M_{0(CD)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 3,60^2}{8} = 10,41 \text{ KN.m}$

- **Calcul les moments sur appuis**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)}) = -0,5 \max(18,90 ; 16,28) = -0,5 \times 18,90$$

$$M_B = -9,44 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)}) = -0,5 \max(16,28 ; 10,41) = -0,5 \times 16,28$$

$$M_B = -8,13 \text{ KN.m}$$

- **Calcul Les moments en travée**

$$M_t \geq \begin{cases} \text{Max}\{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)\, M_0\} - \dfrac{M_W + M_e}{2} \\ \dfrac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{(Travée intermédiaire)} \\ \dfrac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{(Travée de rive.)} \end{cases}$$

<u>Travée (AB)</u>

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{1,05 \times 18,9 ; (1+0,3 \times 0,14)\, 18,9\} - \dfrac{9,44}{2} \\ \dfrac{(1,2+0,3 \times 0,14)}{2} \times 18,9 \quad \text{(Travée de rive)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{14,97 ; 15,11\} \\ 11,73 \end{cases}$$

$$M_{t(AB)} = 15,11 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{1{,}05 \times 16{,}28\ ;\ (1 + 0{,}3 \times 0{,}14)\ 16{,}28\} - \dfrac{9{,}44 + 8{,}13}{2} \\ \dfrac{(1 + 0{,}3 \times 0{,}14)}{2} \times 16{,}28 \qquad \text{(Travée intermédiaire)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{8{,}31\ ;\ 8{,}17\} \\ 8{,}47 \end{cases}$$

$M_{t(AB)} = 8{,}47\ \text{KN.m}$

Travée (CD)

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{1{,}05 \times 10{,}41\ ;\ (1 + 0{,}3 \times 0{,}14)\ 10{,}41\} - \dfrac{8{,}13}{2} \\ \dfrac{(1{,}2 + 0{,}3 \times 0{,}14)}{2} \times 10{,}41 \qquad \text{(Travée de rive)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max\{6{,}86\ ;\ 6{,}78\} \\ 6{,}46 \end{cases}$$

$M_{t(BC)} = 6{,}86\ \text{KN.m}$

- **Calcul les efforts tranchants**

$$\begin{cases} a = L \dfrac{1}{1 + \sqrt{\dfrac{M_e + M_t}{M_W + M_t}}} \\ b = L \dfrac{1}{1 + \sqrt{\dfrac{M_W + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

Travée (AB)

$$\begin{cases} a_1 = 4{,}85 \dfrac{1}{1 + \sqrt{\dfrac{9{,}44 + 15{,}11}{15{,}11}}} = 2{,}13\ \text{m} \\ b_1 = 4{,}85 \dfrac{1}{1 + \sqrt{\dfrac{15{,}11}{9{,}44 + 15{,}11}}} = 2{,}72\ \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -2 \dfrac{M_W + M_t}{a_1} \\ V_e = 2 \dfrac{M_e + M_t}{b_1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(A)} = -2 \dfrac{15{,}11}{2{,}13} = -14{,}18\ \text{KN} \\ V_{e(B)} = 2 \dfrac{9{,}44 + 15{,}11}{2{,}72} = 18{,}07\ \text{KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

$$\begin{cases} a_2 = 4{,}5\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{8{,}13+8{,}47}{9{,}44+8{,}47}}} = 2{,}29\ \text{m} \\ b_2 = 4{,}5\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{9{,}44+8{,}47}{8{,}13+8{,}47}}} = 2{,}21\ \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(B)} = -2\dfrac{9{,}44+8{,}47}{2{,}29} = -15{,}64\ \text{KN} \\ V_{e(C)} = 2\dfrac{8{,}13+8{,}47}{2{,}21} = 15{,}04\ \text{KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

$$\begin{cases} a_3 = 2{,}15\ \text{m} \\ b_3 = 1{,}45\ \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(C)} = -13{,}97\ \text{KN} \\ V_{e(D)} = 9{,}45\ \text{KN} \end{cases}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 18 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

	Plancher terrasse inaccessible							
	à l'ELU				**à l'ELS**			
Travée	**AB**	**BC**	**CD**		**AB**	**BC**	**CD**	
L (m)	4,85	4,50	3,60		4,85	4,50	3,60	
M0	18,90	16,28	10,41		13,78	11,86	7,59	
α	0,14				0,14			
Appuis	**A**	**B**	**C**	**D**	**A**	**B**	**C**	**D**
Coef - forfaitaire	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00
Ma (-)	0,00	9,45	8,13	0,00	0,00	6,89	5,93	0,00
$M_{t\ max}$	15,11	8,47	6,86		11,02	6,18	5,01	
Mw	0,00	-9,44	-8,13		0,00	-6,89	-5,93	
Me	-9,44	-8,13	0,00		-6,89	-5,93	0,00	
a (m)	2,13	2,29	2,15		2,13	2,29	2,15	
b (m)	2,72	2,21	1,45		2,72	2,21	1,45	
Vw (-) KN	14,18	15,63	13,96		10,34	11,40	10,19	
Ve (+) KN	18,07	15,04	9,45		13,18	10,97	6,89	

➢ **Diagrammes des sollicitations M et V**

- **ELU**

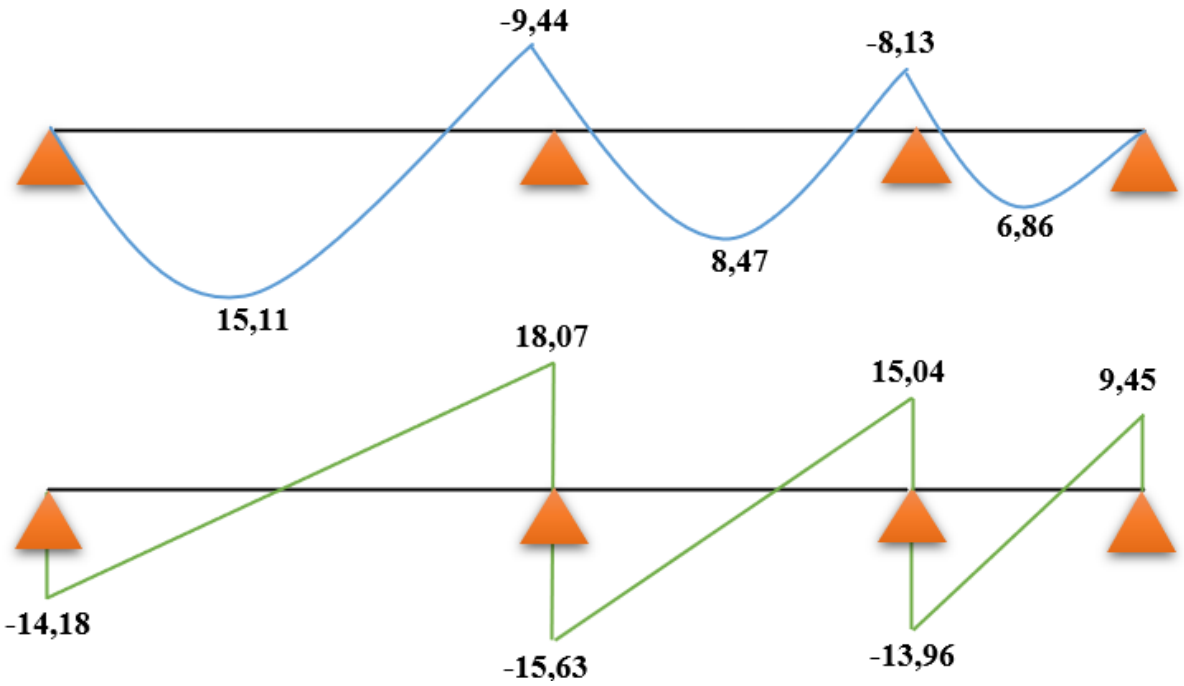


Figure IV. 20 : Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) à l'ELU

- **ELS**

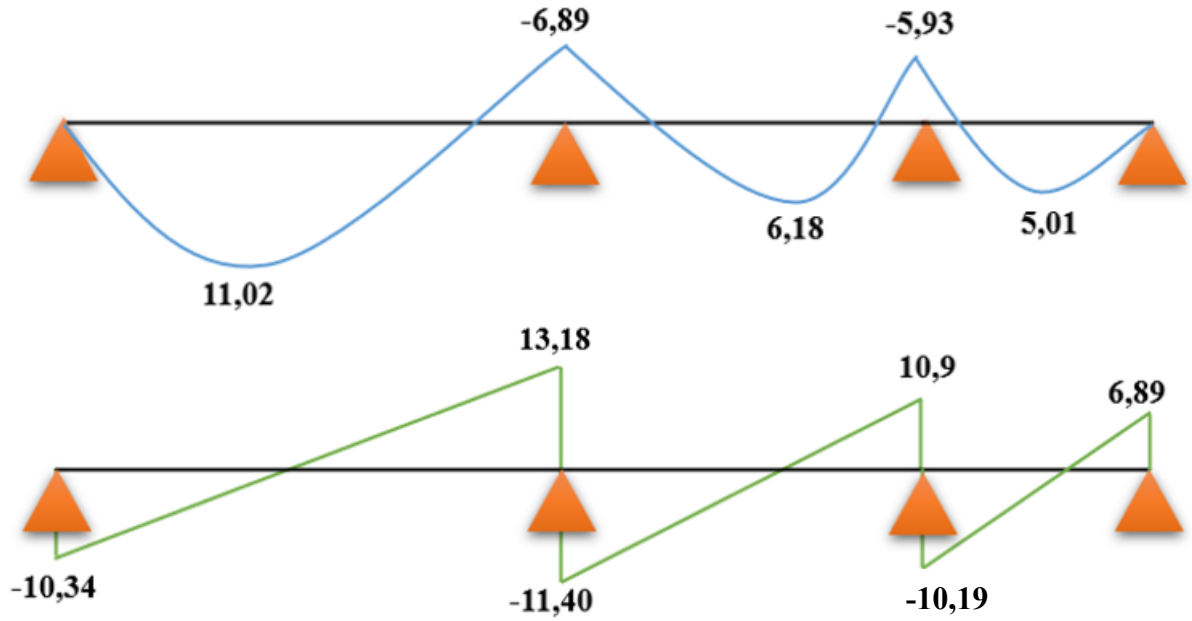


Figure IV. 21 : Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) à l'ELS

➢ **Plancher étage courant**

Tableau IV. 19 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant

	Plancher étage courant							
	à l'ELU				à l'ELS			
Travée	**AB**	**BC**	**CD**		**AB**	**BC**	**CD**	
L (m)	4,85	4,50	3,60		4,85	4,50	3,60	
M0	17,48	15,05	9,63		12,63	10,88	6,96	
α	0,23				0,23			
Appuis	**A**	**B**	**C**	**D**	**A**	**B**	**C**	**D**
Coef - forfaitaire	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00
Ma (-)	0,00	8,74	7,53	0,00	0,00	6,32	5,44	0,00
$M_{t\ max}$	14,30	8,04	6,53		10,33	5,81	4,72	
Mw	0,00	-8,74	-7,53		0,00	-6,32	-5,44	
Me	-8,74	-7,53	0,00		-6,32	-5,44	0,00	
a (m)	2,14	2,29	2,14		2,14	2,29	2,14	
b (m)	2,71	2,21	1,46		2,71	2,21	1,46	
Vw (-) KN	13,39	14,64	13,13		9,67	10,58	9,48	
Ve (+) KN	16,99	14,10	8,95		12,28	10,19	6,46	

➢ **Diagrammes des sollicitations M et V**

- **ELU**

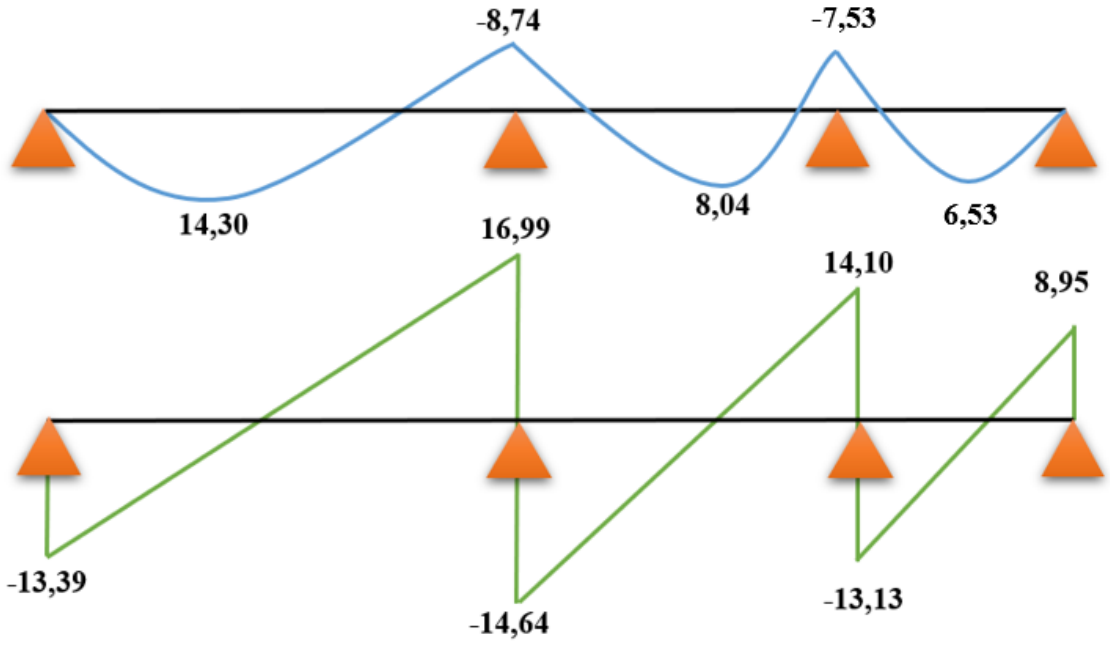


Figure IV. 22 : Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) à l'ELU

- **ELS**

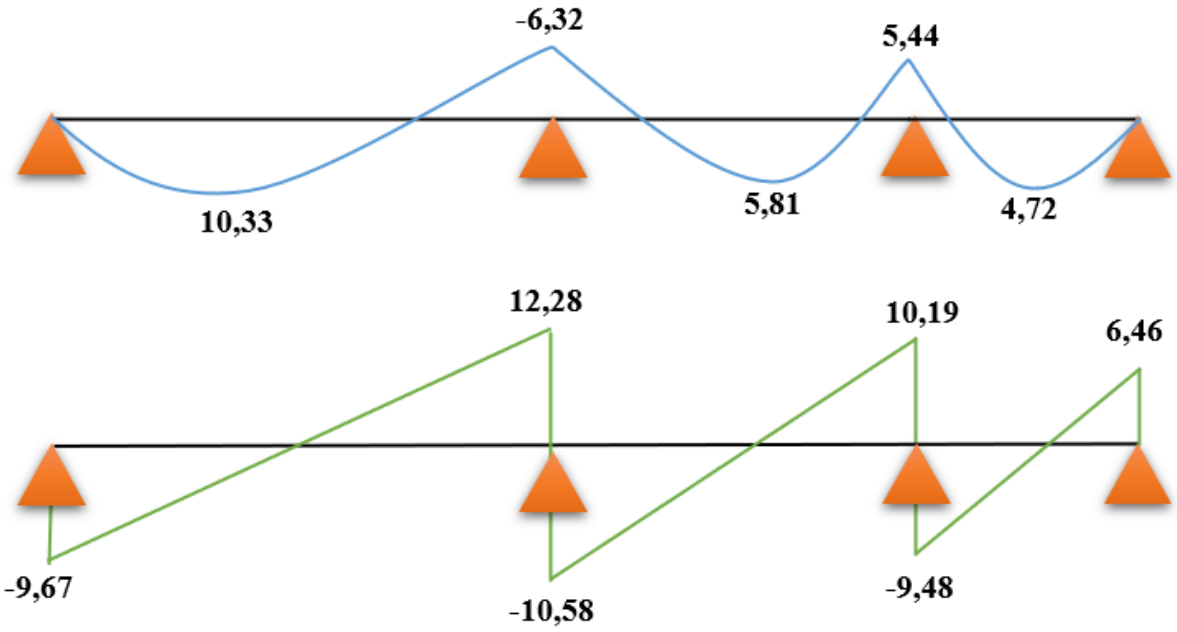


Figure IV. 23 : Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) à l'ELS

➢ **Sollicitations maximales**

Tableau IV. 20 : Les sollicitations maximales des poutrelles

	ELU	ELS
Moment sur appui (KN.m)	9,44	6,89
Moment En travée (KN.m)	15,11	11,02
L'effort tranchant (KN)	18,07	-

IV.6.5 Calcul de ferraillage

On définit d'abord les paramètres des matériaux ainsi que les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$h = 20cm\ ;\ h_0 = 4cm\ ;\ d = 0{,}9h = 18cm\ ;\ b = 65cm\ ;\ b_0 = 10cm$$

$$f_{c28} = 25MPa\ ;\ f_e = 400MPa$$

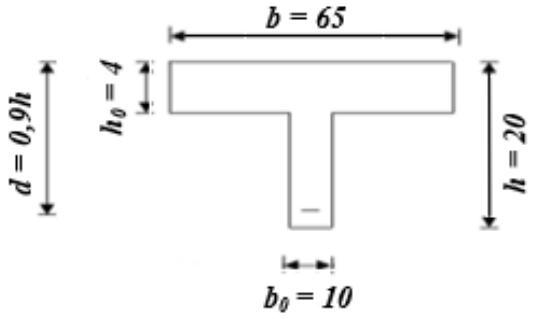


Figure IV. 24 : Schéma du coffrage de la poutrelle

a) En travée

La partie supérieure de la poutrelle est comprimée, nous vérifions alors la position de l'axe neutre avant de calcul le ferraillage :

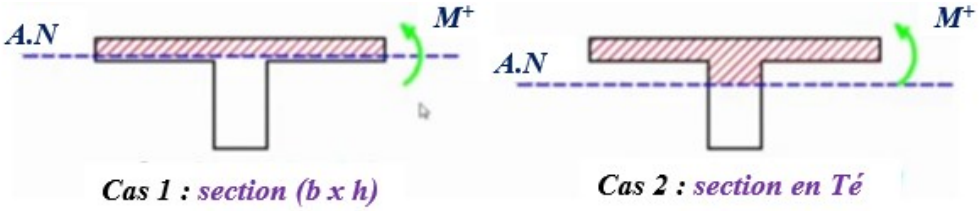


Figure IV. 25 : les cas disposition de l'axe neutre

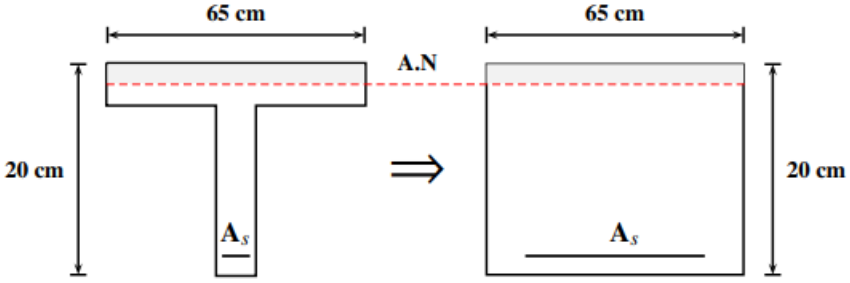
Pour connaitre la position de l'axe neutre, il faut calculer le moment dans la table de compression comme suit :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}20(0{,}18 - 0{,}02) = 59{,}07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59{,}07 \text{ KN.m} > M_{ut} = 15{,}11 \text{ KN.m}$$

M_{ut} : le moment max en travée à ELU.

L'axe neutre passe par la table de compression → donc la section rectangulaire de largeur $b = 65$ cm et hauteur $h = 20$ cm.



Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}20 = 0{,}18$ m

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15{,}11 \times 10^{-3}}{0{,}65 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17} = 0{,}051$

$\mu = 0{,}051 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$, Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0{,}051 < 0{,}1859 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu = 0{,}051 < 0{,}1042$

$15\alpha_u{}^4 - 60\alpha_u{}^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u{}^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$

$\alpha_u = 0{,}110$

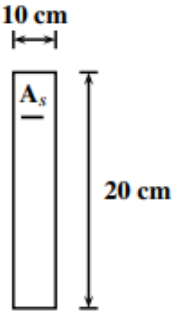
$$\beta = \frac{5\alpha_u{}^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0{,}110^2(3 - 8 \times 0{,}110)}{3(1 - 0{,}110)^2} = 0{,}053$$

$$A_{S\,travée} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}053 \times 0{,}65 \times 0{,}18 \times 14{,}17}{347{,}83} = 0{,}000251 \text{ m}^2$$

$A_{S\,travée} = 2{,}51 \text{ cm}^2$

b) Sur appuis

L'axe neutre passe dans la nervure et le moment appliqué sur les appuis est négatif, donc la table de compression est tendue, et par conséquent, nous déterminons le ferraillage en considérant une section de $(b_0 \times h)$:



Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}20 = 0{,}18$ m

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u{}^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9{,}44\times10^{-3}}{0{,}1\times 0{,}18^2\times 14{,}17} = 0{,}206$

$\mu = 0{,}206 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$, Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0{,}206 > 0{,}1859 \Rightarrow$ Pivot B

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\times 0{,}206}\right) = 0{,}291$

$\beta = 0{,}8 \times \alpha = 0{,}8 \times 0{,}291 = 0{,}233$

$$A_{S\ appuis} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}233 \times 0{,}10 \times 0{,}18 \times 14{,}17}{347{,}83} = 0{,}000171\ m^2$$

$A_{S\ appuis} = 1{,}71\ cm^2$

IV.6.6 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité d'après le CBA (Article A.4.2) :

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

a) En travée

$$A_{s\ min} = \frac{0{,}23 \times 0{,}65 \times 0{,}18 \times 2{,}1}{400} = \max(A_s\ ;\ A_{s\ min}) = \max(2{,}51\ ;\ 1{,}4) = 2{,}51\ cm^2$$

Donc on adopte : 3HA12 ($3{,}39\ cm^2$)

b) Sur appuis

$$A_{s\ min} = \frac{0{,}23 \times 0{,}10 \times 0{,}18 \times 2{,}1}{400} = \max(A_s\ ;\ A_{s\ min}) = \max(1{,}71\ ;\ 0{,}21) = 1{,}71\ cm^2$$

Donc on adopte : 2HA12 ($2{,}26\ cm^2$)

IV.6.7 Vérification de l'effort tranchant

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18{,}07 \times 10^{-3}}{0{,}1 \times 0{,}18} = 1{,}004\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right) = \min\ (3{,}33\ ;5) = 3{,}33\ MPa$$

$\tau_u = 1{,}004 \leq \overline{\tau_u} = 3{,}33$ ..... Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.6.8 Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa} \ldots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

➢ **En travée**

- **Détermination de l'axe neutre**

$$0{,}65y^2 + 0{,}007y - 0{,}0012 = 0 \Rightarrow y = 0{,}038 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A'_s(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 1{,}208 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 12082{,}46 \text{ cm}^4$$

- **Les contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11{,}02 \times 10^{-3}}{1{,}208 \times 10^{-4}} = 91{,}21 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 91{,}21 \times 0{,}038 = 3{,}47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 91{,}21(0{,}18 - 0{,}038) = 194{,}28 \text{ MPa}$$

- **Vérification**

$\sigma_{bc} = 4{,}86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 262{,}19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

Tableau IV. 21 : Vérifications des contraintes

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
En travée	11,02	3,39	0,038	12,82,4	91,21	3,47	194,28	**C.V**
Sur appuis	6,89	2,26	0,032	8517,42	80,89	2,56	179,94	**C.V**

IV.6.9 Vérification de la flèche

On procédé à une vérification de la flèche en déterminant la flèche nuisible Δf_t dont la valeur est donnée par la formule :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f}$$

f_{Gv} et f_{Gi} : Flèches instantanée et différée dues à l'ensemble des charges permanentes

$$(G_0 + G_1)$$

f_{ji} : Flèche instantanée due à la charge permanente appliquée au moment de la mise en oeuvre des cloisons (G_0).

f_{Pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$$(G_0 + G_1 + Q).$$

a) Les données de base

$A_s = 3{,}39\ cm^2$; $y = 3{,}8cm$; $I = 12082{,}46\ cm^4$; $h = 20cm$; $h_0 = 4cm$; $b_0 = 10\ cm$

$$d = 0{,}9h = 18cm\ ;\ b = 65cm\ ;\ d' = 0{,}11d = 2{,}0\ cm\ ;\ \rho = \frac{A}{b_0 d} = 0{,}019$$

➢ **Moment d'inertie de la section totale homogène**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12}\right) + 15\left[As\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right] = \left(\frac{65 \times 20^3}{12}\right) + 15\left[3{,}39\left(\frac{20}{2} - 2\right)^2\right] = 46604{,}03\ cm^4$$

➢ **Déformations instantané et différé λ_v et λ_i**

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times ft_{28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}019\left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 2{,}26$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2 \times 3{,}28}{5} = 0{,}91$$

➢ **Calcul des moments fléchissant**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

  G : charge permanentes du plancher (étage courant).

$$M_G = \frac{G \times 0{,}65 \times L^2}{8} = \frac{5{,}11 \times 0{,}65 \times 4{,}85^2}{8} = 9{,}77\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes avant la mise en œuvre du revêtements (M_j) :

$$M_j = \frac{j \times 0{,}65 \times L^2}{8} = \frac{2{,}85 \times 0{,}65 \times 4{,}85^2}{8} = 5{,}45\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 0{,}65 \times L^2}{8} = \frac{(5{,}11+1{,}5) \times 0{,}65 \times 4{,}85^2}{8} = 12{,}63\ KN.m$$

➢ **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{15 \times M_G}{I}(d - y) = \frac{15 \times 9{,}77 \times 10^3}{12082{,}46}(18 - 3{,}8) = 172{,}17\ MPa \\ \sigma_{Sj} = \frac{15 \times M_j}{I}(d - y) = \frac{15 \times 5{,}45 \times 10^3}{12082{,}46}(18 - 3{,}8) = 96{,}02\ MPa \\ \sigma_{Sp} = \frac{15 \times M_p}{I}(d - y) = \frac{15 \times 12{,}63 \times 10^3}{12082{,}46}(18 - 3{,}8) = 222{,}71\ MPa \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ)**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}019 \times 172{,}17 + 2{,}1} = 0{,}756 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}019 \times 96{,}02 + 2{,}1} = 0{,}606 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1{,}75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \dfrac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}019 \times 222{,}71 + 2{,}1} = 0{,}805 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée**

$$\begin{cases} I_{fi}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 46604{,}03}{1 + 2{,}26 \times 0{,}756} = 18898{,}62\ cm^4 \\ I_{fi}^{j} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \dfrac{1{,}1 \times 46604{,}03}{1 + 2{,}26 \times 0{,}606} = 21601{,}80\ cm^4 \\ I_{fi}^{p} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \dfrac{1{,}1 \times 46604{,}03}{1 + 2{,}26 \times 0{,}805} = 18153{,}14\ cm^4 \\ I_{fv}^{G} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \dfrac{1{,}1 \times 46604{,}03}{1 + 0{,}91 \times 0{,}756} = 30423{,}26\ cm^4 \end{cases}$$

- **Calcul les modules de déformation "Ei" et "Ev"**

$\mathbf{E_i} = 32164{,}20$ MPa ; $\mathbf{E_v} = 10818{,}87$ MPa

- **Calcul des flèches**

$$\begin{cases} f_{Gi} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{G}} = \dfrac{9{,}77 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 18898{,}62 \times 10^{-5}} = 0{,}00378\ m \\ f_{ji} = \dfrac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{j}} = \dfrac{5{,}45 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 21601{,}80 \times 10^{-5}} = 0{,}00184\ m \\ f_{pi} = \dfrac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^{p}} = \dfrac{12{,}63 \times 4{,}85^2}{10 \times 32164{,}19 \times 18153{,}14 \times 10^{-5}} = 0{,}00509\ m \\ f_{Gv} = \dfrac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^{G}} = \dfrac{9{,}77 \times 4{,}85^2}{10 \times 10818{,}86 \times 30423{,}26 \times 10^{-5}} = 0{,}00698\ m \end{cases}$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi}$

$\Delta f_t = -0{,}00378 - 0{,}00184 + 0{,}00509 + 0{,}00698 = 0{,}0064$ m

- **Fleche admissible**

La flèche admissible $\bar{f}$ est donnée par

Si $L \leq 500$ cm ..... $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Si $L > 500$ cm ..... $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm

$L = 485$ cm..... $\bar{f} = \frac{485}{500} = 0{,}97$ cm

$\Delta f_t = 0{,}0064\ m = 0{,}64\ cm \leq \bar{f} = 0{,}97\ cm$ ..... La flèche est vérifiée.

IV.6.10 Armatures transversales

- **Diamètre**

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$\Rightarrow \varphi \leq \min(\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 12)$

$\Rightarrow \varphi \leq \min(5{,}71; 10; 12) = 5{,}71 \text{ mm}$

On prend : $\varphi = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \varphi^2}{4}$$

$\Rightarrow A_t = \frac{\pi \times 0{,}8^2}{4} = 0{,}5 \text{ cm}^2$

- **Espacement :** D'après le RPA (Art 7.5.2.2) :

$$A_t \geq 0{,}003 \times S_t \times b_0$$

$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 \times b_0}$

$\Rightarrow \frac{0{,}5}{0{,}003 \times 10} = 16{,}67 \text{ cm}$

- **Dans la zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right)$$

$\Rightarrow S_t = \min(5\ ; 12)$

$\Rightarrow S_t = 5\text{cm}$

- **En dehors de la zone nodale**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

- **La longueur de la zone nodale**

$$L' = 2h$$

$\Rightarrow L' = 2 \times 20 = 40\text{cm}$

IV.6.11 Schéma de ferraillage

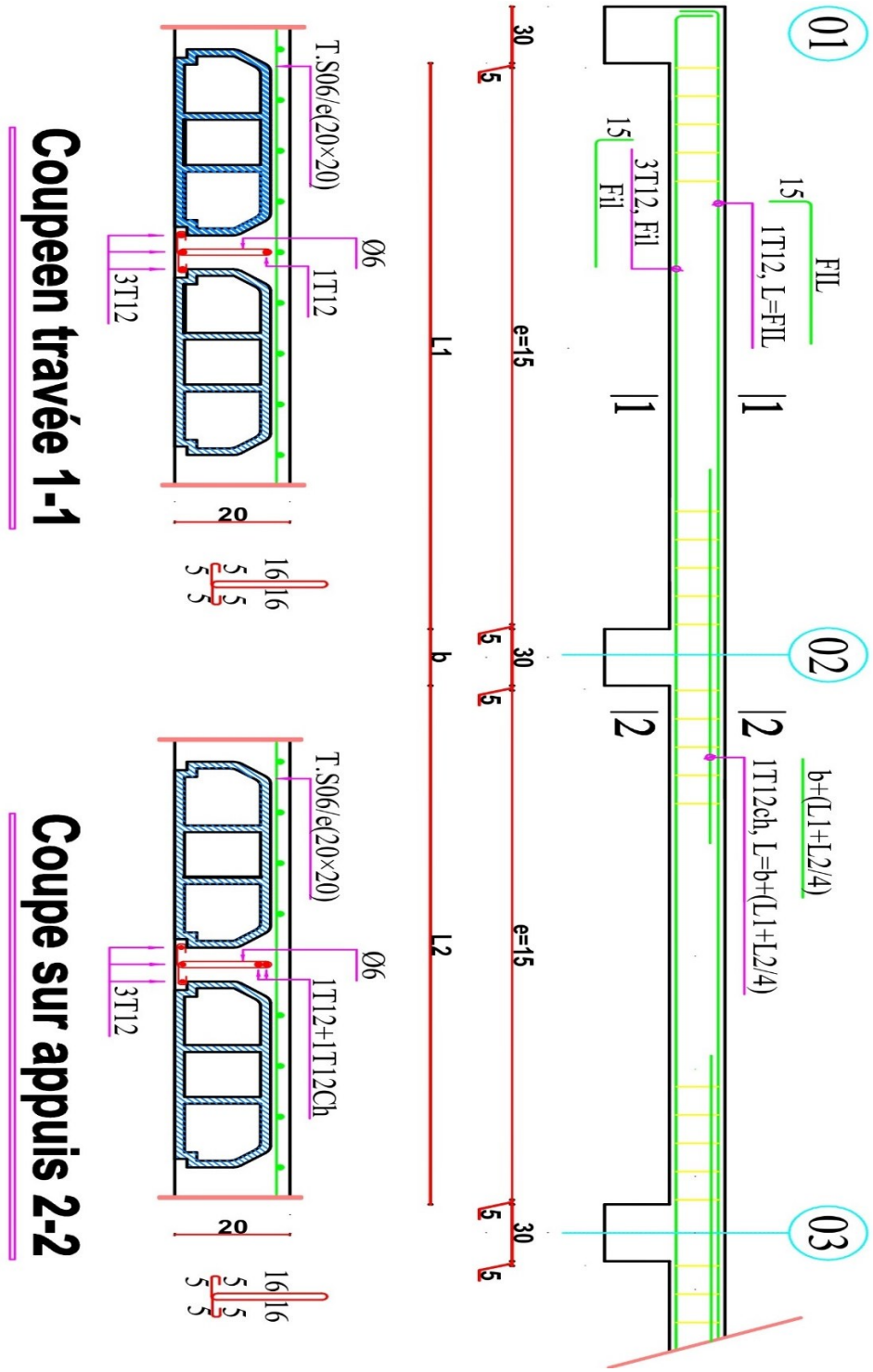


Figure IV. 26 : Schéma de ferraillage du plancher à corps creux

IV.7 Conclusion

Les calculs des éléments secondaires sont cruciaux pour déterminer le ferraillage adéquat dans notre structure, en conformité avec les normes du RPA24 version 2024 et le BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93. Dans le chapitre suivant, nous traiterons de l'étude sismique (Étude dynamique).

Chapitre V

Analyse dynamique et modélisation

V.1 Introduction

Les séismes comptent parmi les catastrophes naturelles les plus dangereuses pour l'humanité. Ils correspondent à des vibrations du sol provoquées par la libération soudaine de l'énergie accumulée dans les roches terrestres.

Afin d'assurer la survie et la sécurité de la vie humaine, il était nécessaire de réaliser des constructions dites parasismiques.

Le calcul sismique de notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien RPA 2024.

V.2 Objectif de l'étude dynamique

L'étude dynamique d'une structure a pour objectif essentiel de garantir une rigidité et une résistance adéquates face à l'action sismique, afin de limiter les dégâts potentiels, tout en respectant les principaux aspects de la construction, à savoir : l'économie, la solidité structurelle et l'esthétique architecturale.

L'utilisation de logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis, tels que SAP2000, ETABS ou Autodesk Robot Structural Analysais, associée à une modélisation appropriée de la structure.

V.3 Critères de classification

Le RPA 2024 apporte des modifications importantes aux critères de classification afin d'améliorer l'évaluation du risque sismique en fonction de la localisation du projet. On présente les principales évolutions introduites par ce règlement, notamment la nouvelle zonation sismique du territoire national, la classification des sols, la définition de l'action sismique ainsi que les différents systèmes de contreventement des structures.

V.3.1 Classification des zones sismiques

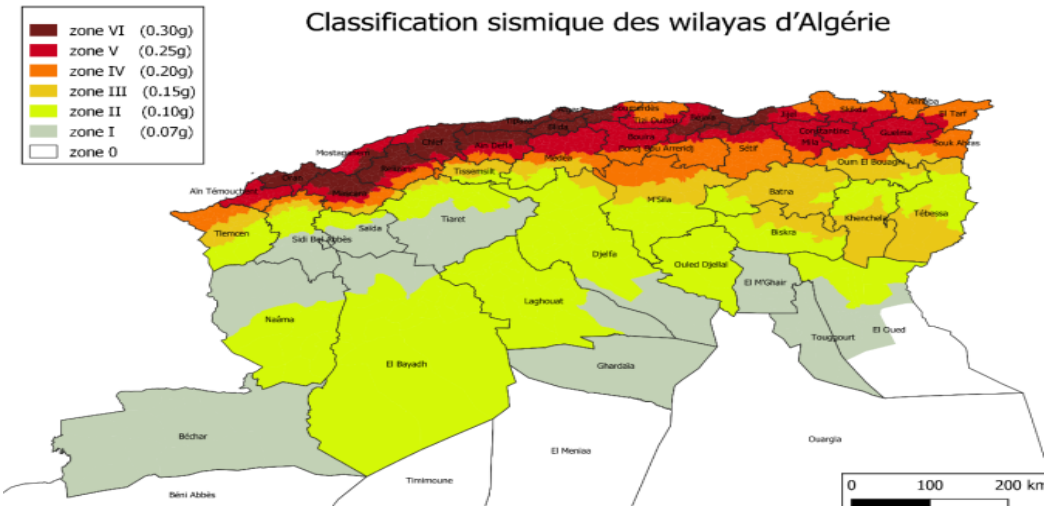


Figure V. 1 : Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de séismicité croissante, soit :

- **Zone 0 :** sismicité très faible
- **Zone I :** sismicité faible.
- **Zones II:** sismicité faible a moyenne
- **Zone III :** sismicité moyenne
- **Zone IV :** sismicité moyenne à élevée.
- **Zone V et VI :** sismicité Elevée.

Notre projet est implanté dans la commune d'El Eulma, la wilaya de Sétif, qui est classée comme une région de sismicité moyenne à élevée. ⇒ **Zone IV**.

V.3.2 Classification des ouvrages selon leur importance

Les bâtiments sont classés en 4 groups d'importance :

- **Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale**

Bâtiments vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, tels que :

- Bâtiments abritant les centres de décision stratégique.
- Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme.

- **Groupe 1B : Ouvrages de grande importance**

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m.
- Châteaux d'eau et réservoirs.
- Bâtiments scolaires quel que soit leur taille.

- **Groupe 2 : Ouvrages d'importance moyenne**

Bâtiments non classes dans les autres groupes 1A, 1Bou 3 tels que :

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse 48m.
- Parkings de stationnement publics, etc.

- **Groupe 3 : Ouvrages de faible importance :**

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments a risque limite pour les personnes.
- Constructions provisoires.

Nous avons un bâtiment d'habitation collective (avec : h = 32,30 m) dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc, le bâtiment a une importance moyenne ⇒ **Groupe 2**.

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour le groupe d'importance 2 est :

⇒ I = 1.

V.3.3 Classification des sites

Les sites sont classes en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui Jess constitue, et les sites sont :

- **Catégorie S1 :** (site rocheux).
- **Catégorie S2 :** (site ferme).
- **Catégorie S3 :** (site meuble).
- **Catégorie S4 :** (site très meuble).
- **Catégorie SS :** (site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques).

Notre site est classé comme un site meuble ⇒ **Catégorie S3**.

V.3.4 Classification des systèmes de contreventement

L'objectif de la classification des systèmes de contreventement est d'attribuer à chaque système structural une valeur du coefficient de comportement R, utilisée dans les règles et méthodes de calcul sismique. Cette valeur représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie et à subir des déformations sous l'effet d'un séisme sans s'effondrer.

1) **Système à ossature**

Tableau V. 1 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	7	6	5	5
Hauteur maximale (m)	23	20	17	17

2) **Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature**

Tableau V. 2 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	3
Hauteur maximale (m)	17	14	11	11

3) **Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonneries rigide**

Le Tableau (V.3) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale :

Tableau V. 3 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

4) **Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles.**
5) **Système de contreventement constitue par des voiles.**
6) **Système à ossature a noyau ou à effet noyau.**

V.3.5 Coefficient de comportement global de la structure

Tableau V. 4 : Valeurs du coefficient de comportement, R

Cas	Description du système de contreventement	R
1	Système à ossature	$5{,}5^{(a)}$
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	$5{,}5^{(a)}$
3	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonneries rigide	$3{,}5^{(a)}$
4	Système à contreventement mixte, équivalent a des voiles	$4{,}5^{(b)}$
5	Système de contreventement constitue par des voiles	$4{,}5^{(b)}$
6	Système à ossature a noyau ou à effet noyau	$3^{(b)}$
7	Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	$3^{(b)}$
8	Système en pendule inverse	$2^{(c)}$
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu arme	$1{,}5^{(c)}$

⇒ On a système à contreventement mixte, équivalent à des voiles dont : R = $4{,}5^{(b)}$.

V.4 Modélisation de la structure

Dans Le but de la modélisation est de développer des modèles capables de décrire approximativement le comportement d'une structure dans différentes conditions.

Actuellement, il existe un certain nombre de programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) qui permettent le calcul automatique de diverses structures. Les ingénieurs peuvent donc ignorer le principe MEF. Il suffit de savoir utiliser le programme de calcul et de connaître la réglementation applicable.

Pour élaborer cette représentation numérique, on utilise ETABS 22 :



Figure V. 2 : Logiciel de modélisation (ETABS 22)

V.4.1 Présentation du logiciel ETABS

ETABS, ou "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" signifie : "Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de bâtiment", est un logiciel développé par CSI, utilisé pour la modélisation numérique, l'analyse structurelle et la conception de bâtiments.

V.4.2 Pourquoi l'ETABS

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer les périodes propres, les coefficients de participation modale, les déplacements des planchers et Les forces sismiques.

V.4.3 Rappel (terminologie)

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Column : poteau.
- Beam : poutre.
- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage.
- Height : hauteur.
- Widh : Largeur.
- Shell : voile.
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L).
- Loads : charges.
- Define : définir.
- Weigtht : poids.
- Show : Afficher, montrer.
- Hide : masquer.
- Add : ajouter.

V.4.4 Étapes de modélisation

➢ **Initialiser le modèle (unités)**

ETABS travaille avec quatre paramètres de base : La force, la longueur, la température et le temps. Le programme offre plusieurs ensembles d'unités correspondant aux ces paramètres, le temps est toujours mesuré en seconds.

Item	Units Label
Absolute Distance	m
Structure Area	m2
Angles	deg
Length	m
Area	m2
Rebar Area	m2
Rebar Area/Length	m2/m
Rebar Area/Length/Length	m2/m/m
Translational Displ	m
Rotational Displ	rad
Force	kN
Force/Length	kN/m
Force/Area	kN/m2
Moment	kN-m
Moment/Length	kN-m/m
Temperature	C
Temperature Change	C
Temperature Gradient	C/m

Stress Input	kN/m2
Stress Output	kN/m2
Strain	m/m
Modulus	kN/m2
Translational Stiffness	kN/m
Rotational Stiffness	kN-m/rad
Period	sec
Frequency	cyc/sec
Acceleration-Trans	m/sec2
Velocity-Trans	m/sec
Mass	ton
Mass/Length	kN-s2/m2
Mass/Area	kN-s2/m3
Mass/Volume	kN-s2/m4
Weight	kN
Weight/Length	kN/m
Weight/Area	kN/m2
Weight/Volume	kN/m3
Thermal Coefficient	1/C

Figure V. 3 : Démarrer le programme et changer les unités

➢ **Démarrer le programme, Trois choix sont disponibles**

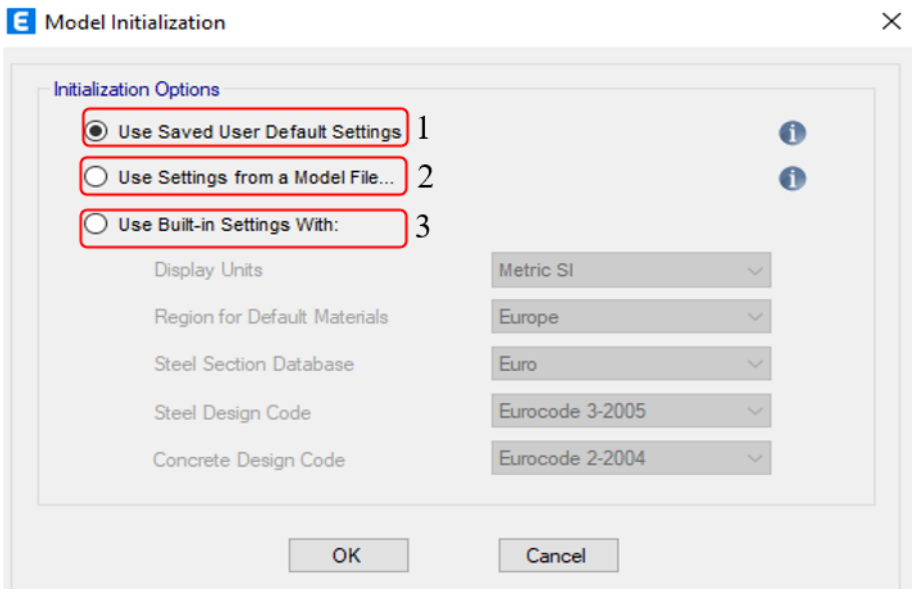


Figure V. 4 : Initialisation du modèle

1. Il permet l'obtention d'un fichier (edb) précédant, l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.
2. Création d'un nouveau ficher par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.
3. Création d'un nouveau ficher ETABS vide avec l'extension (edb).

➢ **Définition de la géométrie de base (grilles, niveaux)**

1. Définir la grille horizontale ("Custom grid spacing" puis "Edit Grid").
2. Spécifier le nombre et la hauteur des étages et après ("Custom story data" puis "Edit story data") pour modifier la hauteur des étages.
3. Commencer avec un modèle vide (cliquer sur Grid only).

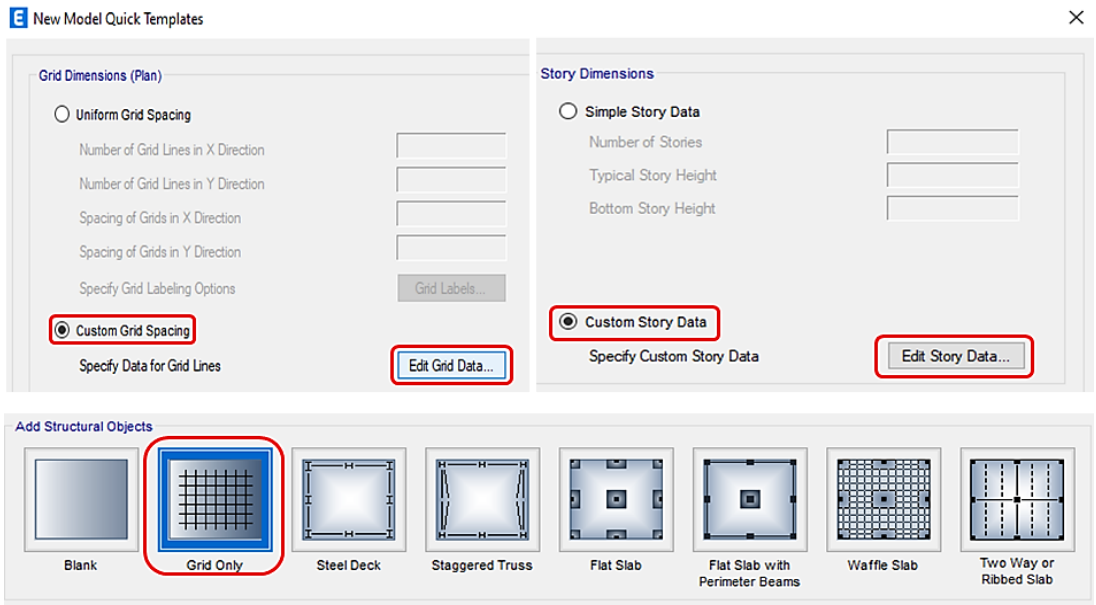


Figure V. 5 : Définition de la géométrie de la structure

- **Définition des propriétés de matériaux**

Define ⇒ Material propretés ⇒ Add New Material :

"béton 00" ⇒ pour les planchers corps creux (poids volumique 0 KN/m^3) comme le bardage.

"béton 25" ⇒ pour tous les autres éléments (E_i=32164 MPa, poids volumique 25KN/m^3).

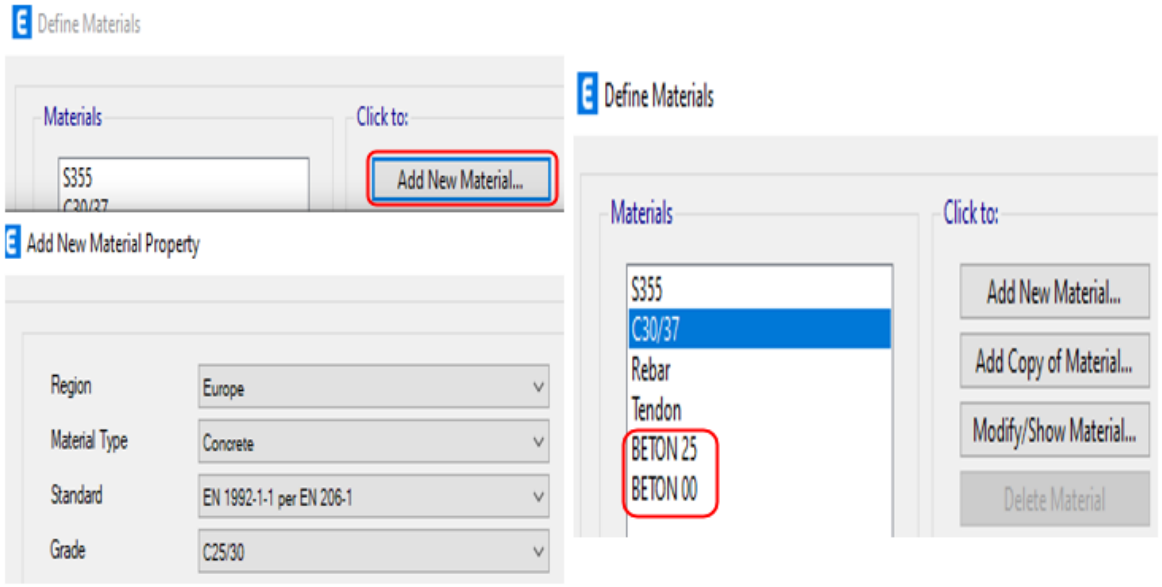


Figure V. 6 : Définir les matériaux

- **Définition des sections**

Menu "Define" ⇒ "Section Properties" ⇒ "Frame Section " ⇒ "Add New Material" ⇒ "Rectangular Section" ⇒ pour les poutres, Option "Reinforcement" ⇒ "Design type in M3 Design Only ".

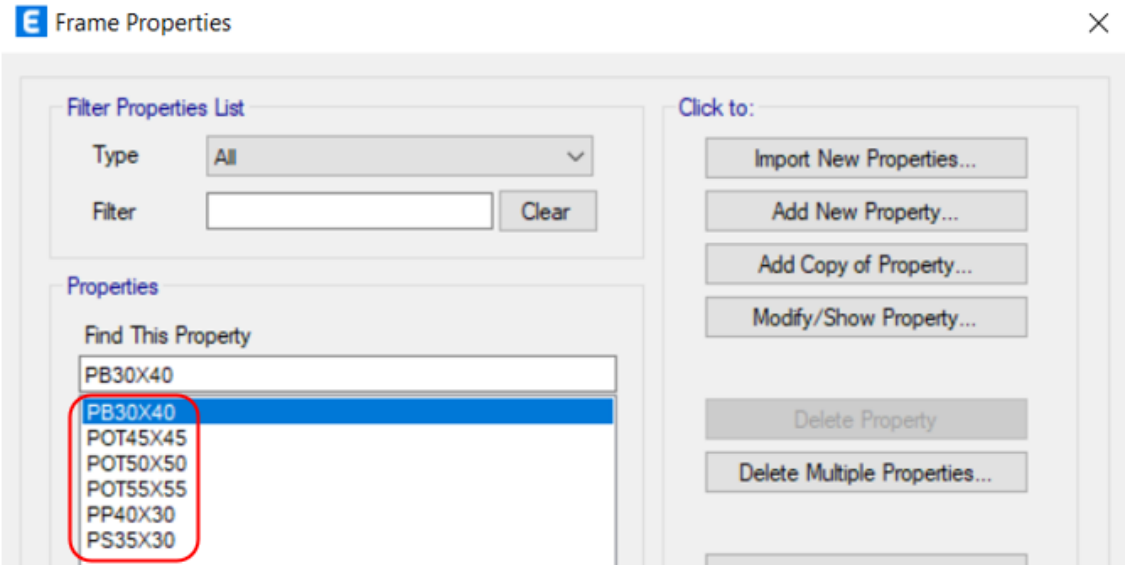


Figure V. 7 : Définir les éléments linéaires (poteau, poutre)

➢ Définition des éléments surfaciques

- **Type Shell :** Ils sont utilisés pour la modélisation des voiles, dalles et coques.
- **Type Membrane :** En pratique, ce type est utilisé pour les éléments minces.
- **Type Plate :** Utilisé pour Planchers ; toits plans.

Voile : menu "Define" ⇒ "Section Properties" ⇒ "Wall Section" ⇒ "Add New Property".

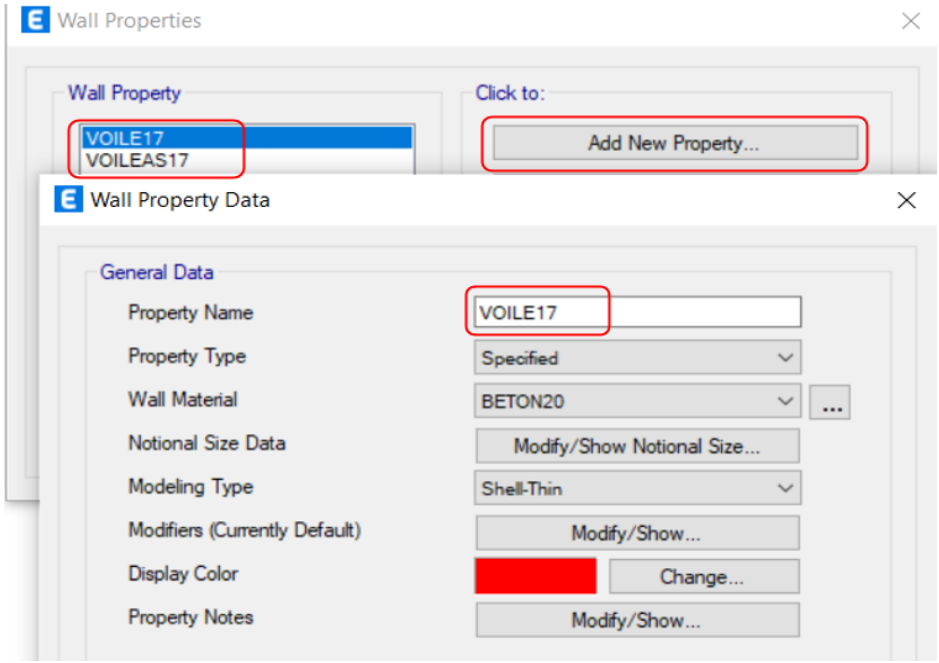


Figure V. 8 : Définir les voiles

Plancher (corps creux, dalla pleine, escalier)

Menu "Define " ⇒ "Section Properties " ⇒ "Slab Section" ⇒"Add New Property".

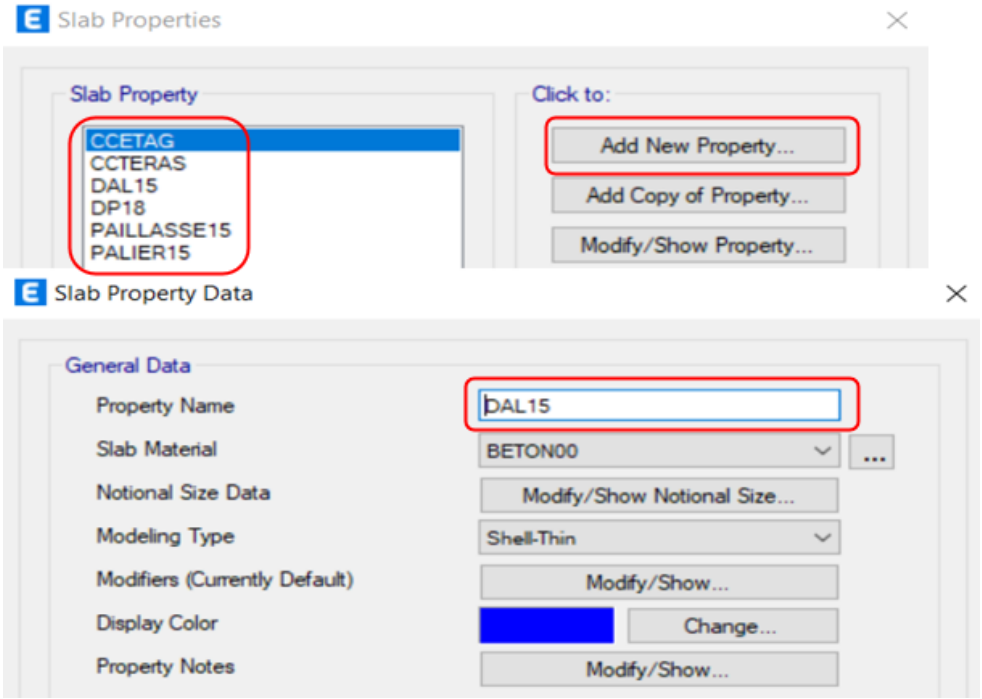


Figure V. 9 : Définir les planchers et l'escalier

- **Définir une contrainte de diaphragme qui sera appliquée aux plancher**

Menu "Define " ⇒ " Define diaphragm" ⇒ "Add new diaphragm " ⇒ "rigid".

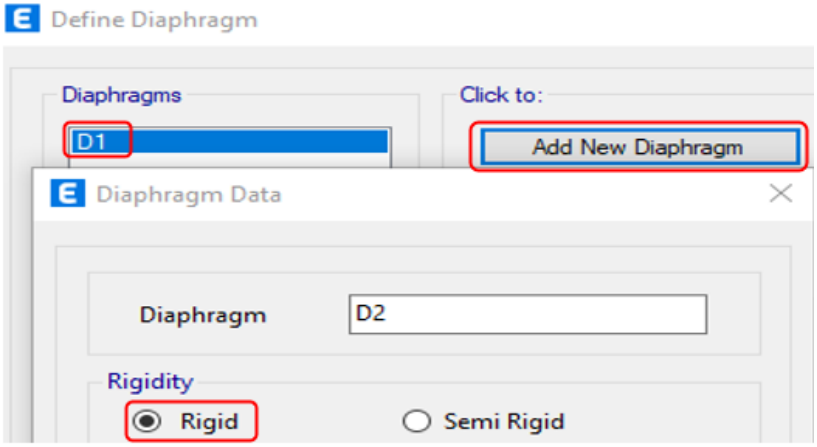


Figure V. 10 : Définir le diaphragme

- **Définir les cas de chargement**

Menu "Define" ⇒ "Load Cases".

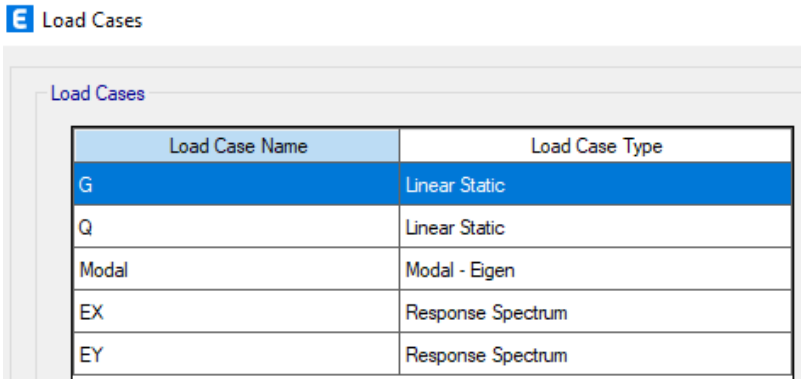


Figure V. 11 : Définir les cas de charge

- **Définir les combinaisons des charges**

Menu "Define" ⇒ "Load Combinations".

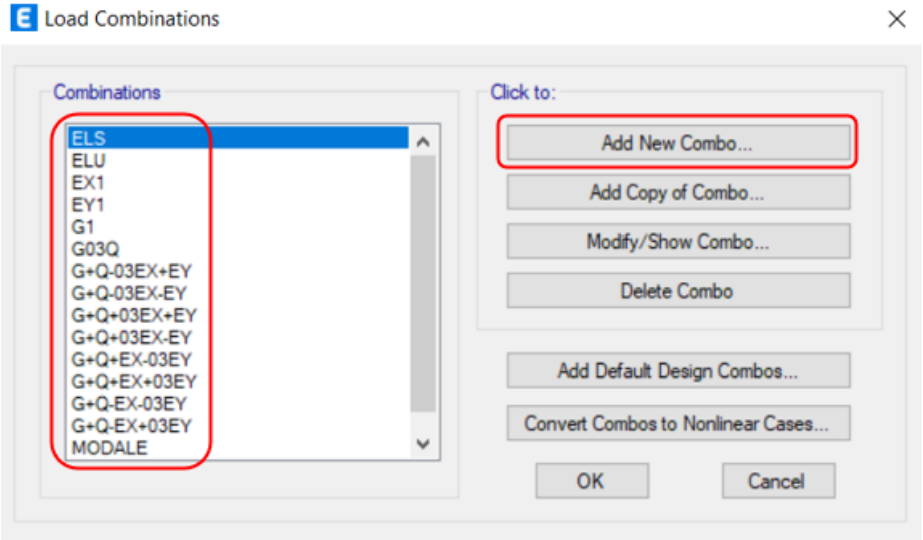


Figure V. 12 : Définir les combinaisons des charges

- **Définir la source des masses**

Menu "Define " ⇒ "Mass Source" ⇒ "Modify/Show Mass Source" ⇒ "Specified Load Pattern".

D'après RPA 2024 La source de la masse est définie par la combinaison :

$$G + \psi Q$$

$\boldsymbol{\psi}$: Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau (4.2).

« Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés » ⇒ $\boldsymbol{\psi = 0,3}$

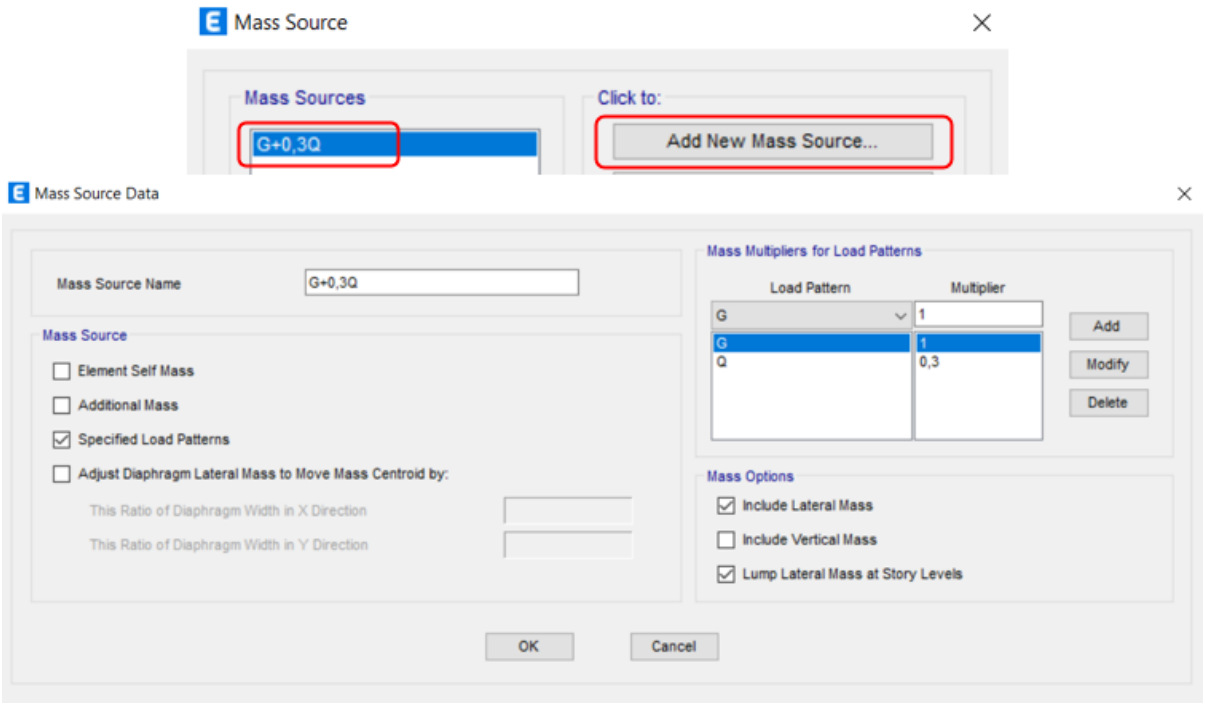


Figure V. 13 : Définir la source des masses

- **Définition des appuis**

Menu "Assign" ⇒ "Joint" ⇒ "Restraints " ⇒ "Fixed base".

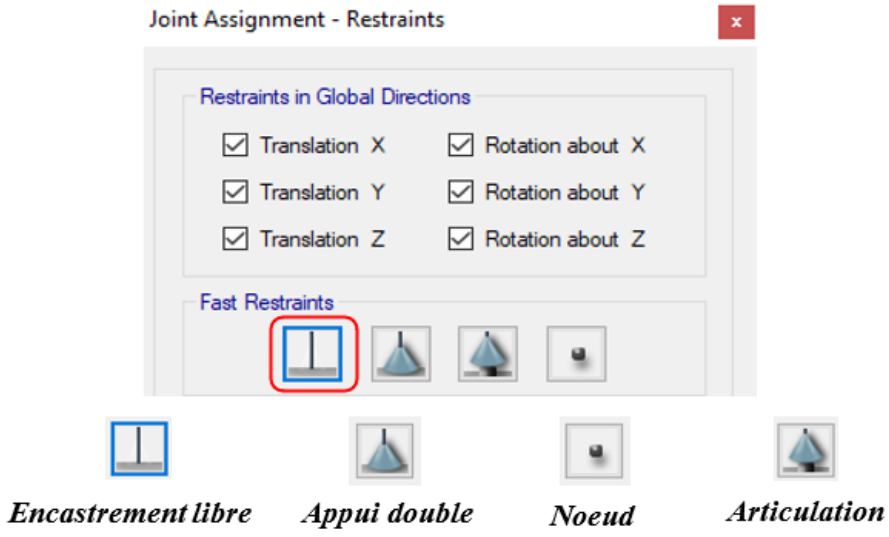


Figure V. 14 : Définition des appuis

➢ **Option « Replicate » de génération d'éléments**

Menu "Edit" ⇒ " Replicate " :

Cette instruction permet de faciliter la modélisation des structures par la génération automatique des éléments similaires selon les étages qui existent (story).

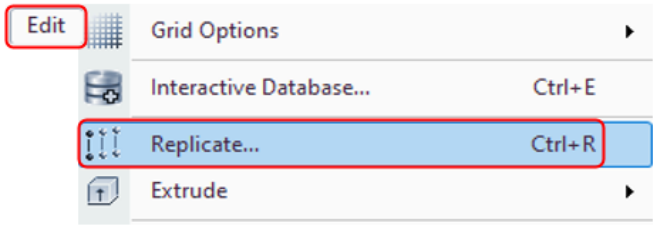


Figure V. 15 : L'option « Replicate »

➢ **Option « Divide Frames » de génération d'éléments**

Menu "Edit" ⇒ " Edit Frames " ⇒ " Divide Frames " :

Cette instruction permet de subdiviser un élément Frame en plusieurs éléments identiques ou différents.



Figure V. 16 : L'option « Divide Frames »

V.4.5 Modèle du modélisation 3D (R+9+S-SOL)

Le premier modèle, représentant un bâtiment de type R+9+S-SOL sans sous-sol, sera utilisé pour effectuer l'ensemble des vérifications exigées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA2024), à l'exception de la vérification de l'effort normal réduit.

Ce modèle servira de base pour réaliser les contrôles suivants :

- Vérification de système de contreventement.
- Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique.
- Vérification de la période fondamentale de la structure.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des efforts normaux réduit.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification de renversement.
- Vérification de l'effet P-Delta.
- Vérification de joint sismique.

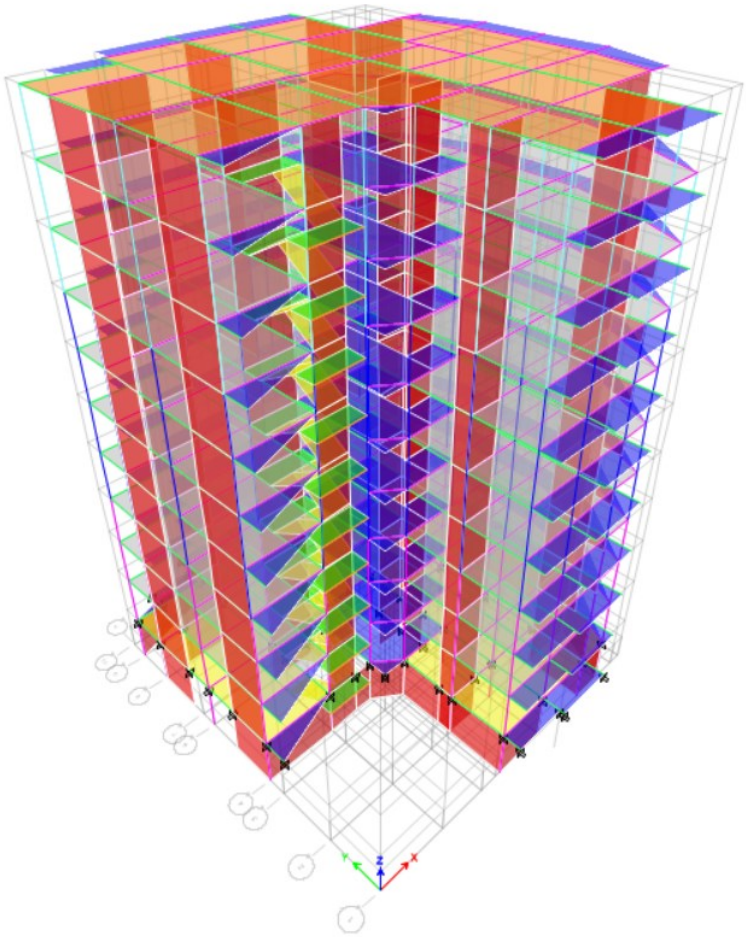


Figure V. 17 : Modèle 3D (R+9+S-SOL)

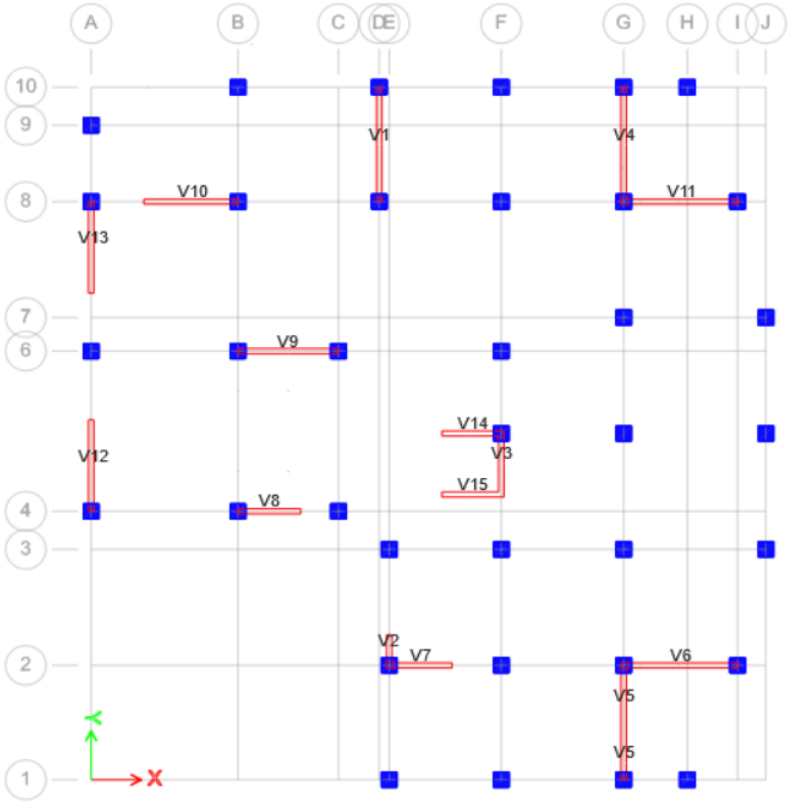


Figure V. 18 : Disposition des voiles de contreventement

V.5 Choix de la méthode du calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont : RPA2024 (Art4.1.1) :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Par conséquent, la méthode d'analyse modale spectrale a été adoptée pour réaliser l'étude sismique de la structure. C'est une analyse basée sur les modes propres de vibration de la structure et l'utilisation d'un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendre, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combines pour obtenir la réponse de la structure.

V.5.1 Spectre de réponse horizontal

V.5.1.1 Configuration du spectre de réponse horizontal selon RPA 2024

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.(2{,}5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3})\right] & si : 0 \le T < T_1 \\ A.I.S.(2{,}5\frac{Q_F}{R}) & si : T_1 \le T < T_2 \\ A.I.S.\left(2{,}5\frac{Q_F}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right) & si : T_2 \le T < T_3 \\ A.I.S.\left(2{,}5\frac{Q_F}{R}\right).\left(\frac{T_2.T_3}{T^2}\right) & si : T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de I' accélération de la pesanteur, g.

R: coefficient de comportement de la structure.

Q_F: facteur de qualité.

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_2 : supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

I : coefficient d'importance.

S : coefficient de site.

Remarque :

Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0{,}2A_v.I)$.

$$0{,}2A_v.I = 0{,}04$$

Tableau V. 5 : Configurations de spectre de réponse selon RPA 2024

	Sismicité (A)	Coefficient de comportement (R)	Groupe d'usage (I)	Site (S)	Facteur de qualité (QF)	
Classification	IV	Système 4	2	S3 (Site meuble)	QF_x	QF_y
Coefficient	0,2	4,5[(b)]	1	1,3	1,25	1,25

Avec :

- **Périodes caractéristiques du site « T1, T2, T3 »**

Tableau V. 6 : Les périodes caractéristiques du site selon RPA 2024

T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
0,15	0,60	2,00

- **Facteur de qualité**

On a un système de contreventement mixte équivalent à des voiles (catégories b). Donc Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau V. 7 : Facteur de qualité selon RPA 2024

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
2. Régularité en élévation	Non	0,20	Non	0,20
3. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Total	1,25		1,25	

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q = 1 + \sum Pq = 1{,}25$

V.5.1.2 Présentation graphique de spectre de réponse horizontale

- **Intégration pratique à l'aide d'un logiciel dédié**

Un logiciel spécifique a été développé pour générer automatiquement le spectre de calcul conformément aux exigences du RPA 2024.

Ce programme permet d'entrer les paramètres sismiques (zone, sol, type de spectre…) et d'exporter directement le spectre sous forme compatible avec des logiciels de calcul.

Cela facilite l'intégration rapide et correcte du spectre dans les modèles de calcul, tout en réduisant les risques d'erreurs de saisie manuelle.

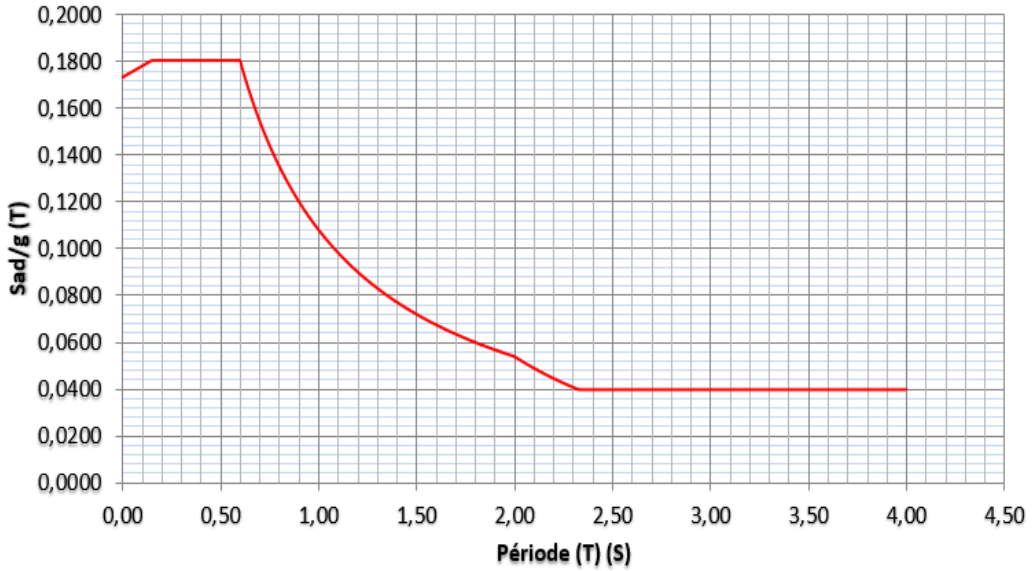


Figure V. 19 : Spectre de calcul horizontal

V.5.1.3 Spectre de réponse vertical

Les conditions relatives à la composante verticale du spectre de réponse, telles que spécifiées dans (cf. § 2.2.5.2), ne sont pas satisfaites dans le cadre de cette étude.

V.6 Analyse et le calcul de la structure

V.6.1 Vérification de système de contreventement

La vérification à faire pour le système de contreventement selon RPA 2024 est résumé par l'organigramme suivant :

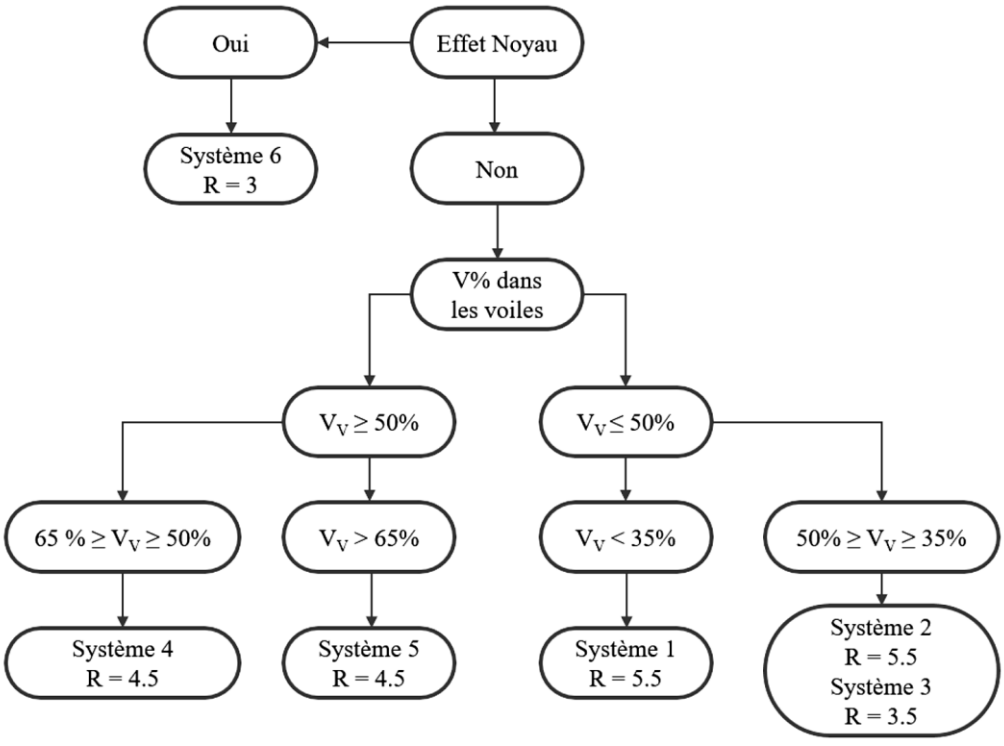


Figure V. 20 : Vérification de système de contreventement selon RPA 2024

a) Justification du l'effet noyau

Afin de garantir la présence de l'effet noyau dans la structure, on doit s'assurer que :

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

Avec :

r_x et r_y : les rayons de torsion suivant x et y.

l_s : le rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie.

Dans notre projet, à cause de la difficulté des calculs analytiques dans le cas des grandes structures comportant des irrégularités on a utilisé la méthode numérique, Cette approche repose sur l'utilisation de logiciels spécialisés en analyse par éléments finis, Elle offre une précision accrue et une meilleure adaptation aux structures complexes.

- **Rayon de giration « ls »**

Le rayon de giration massique en plan est calculé par la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}}$$

Avec :

$$\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2) = I_z$$

I_z : Le moment d'inertie polaire du plancher.

Tableau V. 8 : Calcul de rayon de giration

Etage	H (m)	Masse (kg)	Iz (kg/m²)	ls (m)
E9	32,49	399469,1	34702985,6	9,32
E8	29,25	455651,5	44188738,7	9,85
E7	26,01	452409,8	43812737,5	9,84
E6	22,78	458282,9	44390124,2	9,84
E5	19,55	465187	45064171,6	9,84
E4	16,32	465187	45064171,6	9,84
E3	13,09	465187	45064171,6	9,84
E2	9,86	471943,2	45726836,7	9,84
E1	6,63	479574,1	46471666,8	9,84
RDC	3,40	483607,9	46875430,2	9,85

- **Rayons de torsion « rx ; ry »**

Selon Eurocode 8 (chapiter 2 Introduction to the RC building example Modeling and analysis of the design example - P.Faifar and M.Kreslin).

Le rayon de torsion rx et ry est défini comme la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion « K_M » et la rigidité latérale dans une direction donnée « K_{Fx} » ou « K_{Fy} » comme indiqué dans l'équations suivante :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\dfrac{K_{Mi}}{K_{FYi}}} \\ r_y = \sqrt{\dfrac{K_{Mi}}{K_{FXi}}} \end{cases}$$

K_M : Rigidité en torsion (rigidité de rotation autour de l'axe vertical, KN.m /rad).

K_{FX} : Rigidité latérale dans la direction X (KN/m).

K_{FY} : Rigidité latérale dans la direction Y (KN/m).

Pour détermination des rigidités en torsion et latérales « $\mathbf{K_M}$, $\mathbf{K_{Fx}}$ et $\mathbf{K_{Fy}}$ », on applique trois cas de charge statique sont définis pour chaque niveau, et les charges sont représentées par $\mathbf{F_{Tx}}$, $\mathbf{F_{Ty}}$ et $\mathbf{M_T}$. Ces charges et moments sont appliqués au centre de rigidité. Les rigidités en torsion et latérales dans les deux directions sont calculées comme suit :

$$\begin{cases} K_{Mi} = \dfrac{1}{R_{zi}(M_{Ti} = 1)} \\ K_{Fxi} = \dfrac{1}{U_{xi}(F_{Txi} = 1)} \\ K_{Fyi} = \dfrac{1}{U_{yi}(F_{Tyi} = 1)} \end{cases}$$

Où :

$R_{zi}(M_{Ti} = 1)$: rotation du niveau « i » autour de l'axe vertical due à un moment unitaire.

$U_{xi}(F_{Txi} = 1)$: déplacement au niveau « i » dans la direction x sous une force unitaire F_{Tx}.

$U_{yi}(F_{Tyi} = 1)$: déplacement au niveau « i » dans la direction y sous une force unitaire $F_{Ty.}$

Les valeurs :

$\mathbf{F_{Txi} = F_{Tyi} = 10^6}$ **KN**

$\mathbf{M_{Ti} = 10^6}$ **KN.m**

Ont été utilisées comme charges unitaires.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 9 : Calcul de la rigidité latérale selon x et y et de la rigidité en torsion

Etage	Ux (m)	Uy (m)	Rz (Rad)	K_{FX} (KN/m)	K_{FY} (KN/m)	K_{MT} (KN.m/Rad)
E9	51,37901	46,177179	0,421113	19463,20	21655,72	2374659,53
E8	46,11296	41,601653	0,381854	21685,88	24037,51	2618801,95
E7	40,58356	36,677085	0,33964	24640,52	27264,98	2944293,96
E6	34,78249	31,476883	0,294344	28750,10	31769,35	3397385,37
E5	28,76972	26,077958	0,246462	34758,76	38346,56	4057420,62
E4	22,63705	20,553592	0,196514	44175,36	48653,30	5088695,97
E3	16,57823	15,077288	0,146052	60320,08	66324,93	6846876,45
E2	10,87001	9,899302	0,097343	91996,28	101017,22	10272952,34
E1	5,872864	5,361291	0,053742	170274,67	186522,24	18607420,64
RDC	1,99273	1,840904	0,018916	501824,13	543211,38	52865299,22

- **Vérification de l'effet noyau**

Tableau V. 10 : Vérification de l'effet noyau

Etage	r_x (m)	r_y (m)	l_s (m)	Vérifications r_x, $r_y \leq l_s$	
				Sens X	Sens Y
E9	10,47	11,05	9,32	C.N.V	C.N.V
E8	10,44	10,99	9,85	C.N.V	C.N.V
E7	10,39	10,93	9,84	C.N.V	C.N.V
E6	10,34	10,87	9,84	C.N.V	C.N.V
E5	10,29	10,80	9,84	C.N.V	C.N.V
E4	10,23	10,73	9,84	C.N.V	C.N.V
E3	10,16	10,65	9,84	C.N.V	C.N.V
E2	10,08	10,57	9,84	C.N.V	C.N.V
E1	9,99	10,45	9,84	C.N.V	C.N.V
RDC	9,87	10,26	9,85	C.N.V	C.N.V

Donc ce système ne correspond pas à un système structurel à noyau ou à effet de noyau (système 6).

b) Vérification du coefficient de comportement global de la structure R

Suite à l'introduction du coefficient de comportement préliminaires R = 4,5[(b),] nous avons obtenu les résultats de la distribution des efforts tranchants suivants :

Tableau V. 11 : La distribution de l'effort tranchant à la base

RDC	Vx (KN)	Vy (KN)
Poteaux + Voiles	4769,86	4980,18
Voiles	4071,45	4273,27

Pourcentage des voiles suivant x-x' : $\frac{V_{x\ voile}}{V_{x\ voile}+V_{x\ poteaux}} \times 100 = \frac{4071,45}{4769,86} \times 100 = 85,36\%$

Pourcentage des voiles suivant y-y' : $\frac{V_{y\ voile}}{V_{y\ voile}+V_{y\ poteaux}} \times 100 = \frac{4273,27}{4980,18} \times 100 = 85,81\%$

Donc l'effort tranchant à la base des voiles reprennent plus de **65%** de l'effort tranchant total. Donc, le système de contreventement fonctionne comme : **Système 5** avec **R= 4.5[(b)].**

V.6.2 Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique

a) Modes propres de la structure

- **1er mode :** Translation suivant x-x :

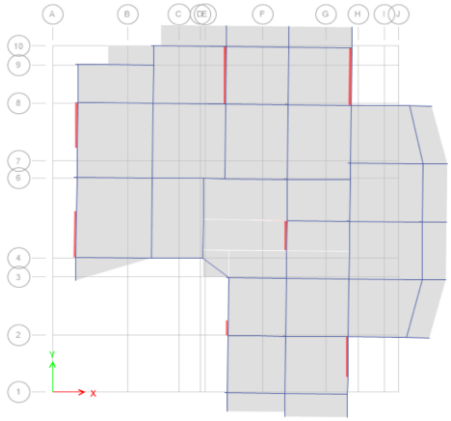


Figure V. 21 : Mode 01 translation selon x

- **2eme mode :** Translation suivant y-y :

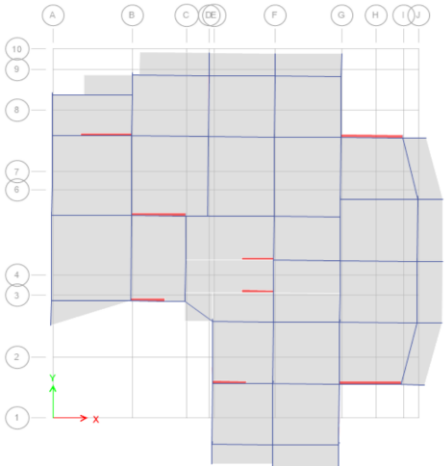


Figure V. 22 : Mode 02 translation selon y

➢ **3eme mode :** Rotation suivant z-z :

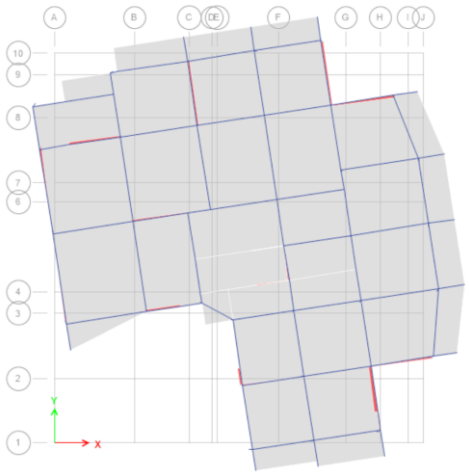


Figure V. 23 : Mode 03 Rotation selon z

Tableau V. 12 : Vérification de la participation massique selon RPA 2024

Mode	Période (s)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée SumUX (%)	Masse cumulée SumUY (%)
1	0,83	64,65	0,0000169	64,65	0,16
2	0,788	0,000001	0,6492	64,65	64,92
3	0,722	00,47	0,0039	65,12	65,31
4	0,209	14,43	0,0099	79,55	66,31
5	0,204	02,01	0,1214	81,56	78,44
6	0,189	00,33	0,0345	81,89	81,90
7	0,155	0,00005361	0,0004	81,89	81,94
8	0,1	0,00003385	0,0001	81,90	81,94
9	0,1	00,03	0,0001	81,92	81,96
10	0,1	00,04	0,0001	81,6	81,97
11	0,094	04,53	0,0054	86,49	82,51
12	0,092	01,17	0,0436	87,66	86,87

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les conditions précédentes ne peuvent pas être satisfaites, à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes, (k), doit être :

$$k \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow k \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow k \geq 9{,}49 \Rightarrow k = 10 \text{ et } T_k = 0{,}1 \leq 0{,}2 \text{ s} \ldots \text{C.V}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol, et T_k : est la période du mode k.

⇒ Donc La condition du RPA 2024 est vérifiée au 10ème mode.

V.6.3 Vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure estimée par logiciel Etabs22 est égale :

Selon x-x' : T_0 = 0,830 s ; Selon y-y' : T_0 = 0,788 s

La période empirique est calculée par la formule suivante : $T_{empirique} = C_T(h_N)^{3/4}$

$T_{empirique}$ (s) : période fondamentale

h_N (m) : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, et dans notre cas on a une ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, d'après le RPA 2024 : CT = 0,05.

Selon x-x' : ⇒ $T_{empirique} = 0{,}05 \times (32{,}49)^{\frac{3}{4}} = 0{,}680$ s

Selon y-y' : ⇒ $T_{empirique} = 0{,}05 \times (32{,}49)^{\frac{3}{4}} = 0{,}680$ s

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à :

$$T_{max} = 1{,}3\, T_{empirique}$$

Le Tableau (V.12) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V :

Tableau V. 13 : Valeur de la période T_0 pour le calcul de la force sismique total

Cas	Période à utiliser
$\mathbf{T_{calcul} < 1,3T_{empirique}}$	$T_0 = T_{calcul}$
$\mathbf{T_{calcul} \geq 1,3T_{empirique}}$	$T_0 = 1{,}3T_{empirique}$

Dans notre cas :

Tableau V. 14 : Période fondamentale de la structure estimée par l'Etabs

Sens	T_{calcul} (s)	1,3Tempirique (s)	T_0 (s)	$2T_2$ (s)	λ
x-x	0,830	0,884	0,830	1,2	0,85
y-y	0,788	0,884	0,788	1,2	0,85

➢ **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 l'équation suivante :

$$V_{st} = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0.

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation.

λ : Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0{,}85 : \text{si } T_0 \leq 2.T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1\text{ , autrement} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda = 0{,}85$

➢ **Détermination du poids total de la structure**

Le poids sismique total du bâtiment W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i » :

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes 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, et notre étude : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés avec : $\psi = 0{,}30$

Le poids total de la structure par le logiciel Etabs22 présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 15 : Poids total de la structure

Etage	Poids d'étage (ton)	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)
E9	414,03	4061,59	4061,59
E8	489,35	4800,50	8862,09
E7	497,56	4881,08	13743,17
E6	503,42	4938,57	18681,74
E5	510,33	5006,30	23688,04
E4	510,33	5006,30	28694,34
E3	510,33	5006,30	33700,64
E2	517,08	5072,58	38773,22
E1	524,71	5147,44	43920,65
RDC	529,13	5190,77	49111,42
W_T	49111,42 (KN)		

➢ **Détermination de l'ordonnée du spectre de calcul pour la période « T_0 »**

$$T_2 = 0{,}6s \leq T_{0x} = 0{,}830 < T_3 = 2s$$

$$T_2 = 0{,}6s \leq T_{0x} = 0{,}788 < T_3 = 2s$$

Donc on utilise cette formule :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right]\left[\frac{T_2}{T_0}\right]$$

Selon x-x' : $\frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) = 0{,}2 \times 1 \times 1{,}3\left[2{,}5 \times \frac{1{,}25}{4{,}5}\right]\left[\frac{0{,}6}{0{,}830}\right] = 0{,}130$

Selon x-x' : $\frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) = 0{,}2 \times 1 \times 1{,}3\left[2{,}5 \times \frac{1{,}25}{4{,}5}\right]\left[\frac{0{,}6}{0{,}788}\right] = 0{,}137$

➢ **Force sismique**

$$V_{stx} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) \cdot W = 0{,}85 \times 0{,}130 \times 49111{,}42 = 5426{,}81\ KN$$

$$V_{sty} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) \cdot W = 0{,}85 \times 0{,}137 \times 49111{,}42 = 5719{,}02\ KN$$

➢ **Vérification l'effort tranchant à la base**

Le RPA 2024 exige que la résultante des forces sismiques à la base « V_{dyn} » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V_{st} ».

La force sismique totale obtenue par logiciel Etabs est présentées par le tableau suivant :

Tableau V. 16 : Vérification l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	0,8V_{st} (KN)	$V_{dyn} \geq 0{,}8V_{st}$
x-x	4769,86	5426,81	4341,45	C.V
y-y	4980,18	5719,02	4575,22	C.V

V.6.4 Vérification des efforts normaux réduit

a) Pour les poteaux

Le RPA 2024 exige des conditions pour limiter l'effort normal de compression des poteaux, pour but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme il faut :

$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}\right) \leq 0{,}35$; Combinaison : G+0,3Q±0,3Ex±Ey et G+0,3Q±Ex±0,3Ey.

Tableau V. 17 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Section			N_d (KN)	V	Condition V≤0,35
h_c (m)	b_c (m)	B_c (m²)			
0,55	0,55	0,3025	RDC ; C33 = 2036,85	0,27	C.V
0,50	0,50	0,2500	E3 ; C26 = 1350,31	0,22	C.V
0,45	0,45	0,2025	E7 ; C26 = 547,18	0,11	C.V

b) Pour les Voiles

Le RPA 2024 exige dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme il faut :

$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}\right) \leq 0{,}40$; Combinaison : G+0,3Q±0,3Ex±Ey et G+0,3Q±Ex±0,3Ey.

Tableau V. 18 : Vérification de l'effort normal réduit dans les Voiles

Voile	Section			N_d (KN)	V	Condition V≤0,40
	h_c (m)	b_c (m)	B_c (m²)			
V1=V4=V5	0,17	3,75	0,6375	3948,33	0,25	C.V
V6=V11	0,17	3,63	0,6171	4129,45	0,27	C.V
V10	0,17	3,20	0,5440	2070,81	0,15	C.V
V12=V13	0,17	3,00	0,5100	2431,66	0,19	C.V
V3=V8=V7	0,17	2,00	0,3400	1452,84	0,17	C.V
V14=V15	0,17	1,90	0,3230	2126,87	0,25	C.V
V2	0,17	1,00	0,1700	983,65	0,23	C.V

V.6.5 Vérification de l'excentricité

Le RPA 2024 présente une configuration identique pour l'effet de torsion à l'axe vertical qui provoque l'augmentation de l'effort tranchant due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité, doit être prise en compte. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction de calcul, la résultante des forces horizontales a une excentricité, par rapport au centre de torsion, égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% dans la direction de calcul du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération, de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

➢ **Centre de gravité des masses**

Le centre de gravité des masses est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$\begin{cases} X_{cm} = \dfrac{\sum X_i \times m_i}{\sum m_i} \\ Y_{cm} = \dfrac{\sum Y_i \times m_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

m_i : la masse de l'élément i.

X_i et Y_i : coordonnées du center de graviter de l'élément i par rapport au repère global.

➢ **Centre de Rigidité**

Le centre de rigidité (torsion) est le point de par lequel passe la résultante des réactions des éléments qui participent à la rigidité.

$$\begin{cases} X_{cr} = \dfrac{\sum X_i \times L_i}{\sum L_i} \\ Y_{cr} = \dfrac{\sum Y_i \times L_i}{\sum L_i} \end{cases}$$

Le tableau (V.19) résume le centre des masses et le centre de rigidité pour chaque étage.

Tableau V. 19 : Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage

	Centre de gravité des masses		Centre de rigidité	
Niveau	**X_{CM}**	**Y_{CM}**	**X_{CR}**	**Y_{CR}**
RDC	12,5629	12,562	11,9701	11,9213
E1	12,5651	12,5731	12,0281	12,0728
E2	12,5727	12,5785	12,4696	12,1178
E3	12,5812	12,5832	12,5627	12,1514
E4	12,5812	12,5832	12,4851	12,1851
E5	12,5812	12,5832	12,3213	12,2185
E6	12,5886	12,5883	12,1231	12,2518
E7	12,5967	12,5927	11,9161	12,2859
E8	12,4523	12,6171	11,7369	12,3208
E9	11,9225	12,7507	11,6388	12,3588

➢ **Calcul de l'excentricité**

a) Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$\begin{cases} e_{0x} = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_{0y} = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à :

$$e_1 = \pm 0{,}05\ L$$

L : dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

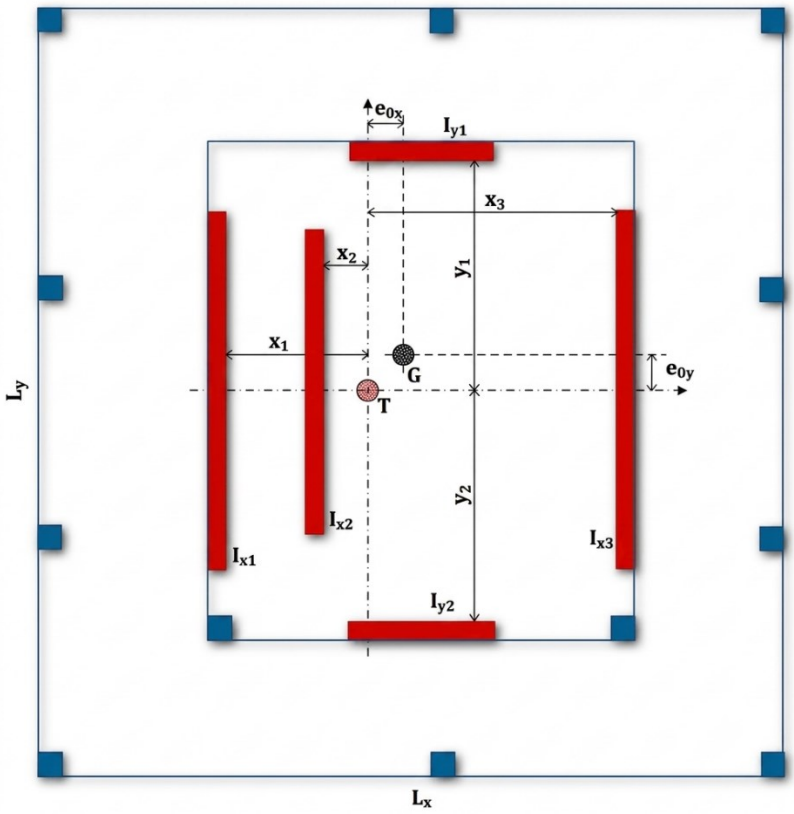


Figure V. 24 : Représentation de centre de masse et de centre de rigidité

L'excentricité dépend directement sur les caractéristiques géométriques du bâtiment, la distribution des masses, et la disposition des voiles. Elle ne représente pas de relation directe avec les charges sismique. Donc le tableau (V.20) résume l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

Tableau V. 20 : Excentricité théorique et l'excentricité accidentelle

Niveau	e_{0x}	e_{0y}	$e_{x1} = 5\%L_x$	$e_{x2} = 5\%L_y$	X-X	Y-Y
RDC	0,5928	0,6407	1,0975	1,155	C.V	C.V
E1	0,537	0,5003			C.V	C.V
E2	0,1031	0,4607			C.V	C.V
E3	0,0185	0,4318			C.V	C.V
E4	0,0961	0,3981			C.V	C.V
E5	0,2599	0,3647			C.V	C.V
E6	0,4655	0,3365			C.V	C.V
E7	0,6806	0,3068			C.V	C.V
E8	0,7154	0,2963			C.V	C.V
E9	0,2837	0,3919			C.V	C.V

V.6.6 Vérification des déplacements inter-étage

a) Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal, à chaque niveau k, de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Tableau V. 21 : Calcul des déplacements relatifs

			Sens X-X			Sens Y-Y		
Etage	**H (m)**	**R/Qf**	**δ_{ekx} (cm)**	**δ_{kx} (cm)**	**Δx (cm)**	**δ_{eky} (cm)**	**δ_{ky} (cm)**	**Δy (cm)**
E9	3,24	3,60	0,034	0,004	0,013	0,032	0,004	0,013
E8	3,24	3,60	0,030	0,004	0,014	0,028	0,004	0,014
E7	3,23	3,60	0,026	0,004	0,014	0,024	0,004	0,014
E6	3,23	3,60	0,022	0,004	0,015	0,020	0,004	0,013
E5	3,23	3,60	0,018	0,004	0,015	0,017	0,004	0,013
E4	3,23	3,60	0,014	0,004	0,014	0,013	0,004	0,013
E3	3,23	3,60	0,010	0,004	0,013	0,009	0,003	0,012
E2	3,23	3,60	0,006	0,003	0,011	0,006	0,003	0,010
E1	3,23	3,60	0,003	0,002	0,008	0,003	0,002	0,008
RDC	3,40	3,60	0,001	0,001	0,004	0,001	0,001	0,004

b) Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites, Δk données dans l'équation et le Tableau suivante :

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta}_K$$

Tableau V. 22 : Valeurs Ii mites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite : $\overline{\Delta}_K$
Bâtiments en Acier	0,0200 hk
Battements en Béton Armé	**0,0150 hk**
Bâtiment en PAF	0,0100 hk
Bâtiments en Bois	0,0150 hk
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0,0100 hk
Légende : h_k est la hauteur du niveau « k »	

Les vérifications de non-effondrement est donnée par le tableau suivante :

Tableau V. 23 : Vérification de non-effondrement inter-étage

Etage	H (m)	Δx (cm)	$\overline{\Delta_x}$ (cm)	ConditionX	Δy (cm)	$\overline{\Delta_y}$(cm)	ConditionY
E9	3,24	0,013	4,860	C.V	0,013	4,860	C.V
E8	3,24	0,014	4,860	C.V	0,014	4,860	C.V
E7	3,23	0,014	4,845	C.V	0,014	4,845	C.V
E6	3,23	0,015	4,845	C.V	0,013	4,845	C.V
E5	3,23	0,015	4,845	C.V	0,013	4,845	C.V
E4	3,23	0,014	4,845	C.V	0,013	4,845	C.V
E3	3,23	0,013	4,845	C.V	0,012	4,845	C.V
E2	3,23	0,011	4,845	C.V	0,010	4,845	C.V
E1	3,23	0,008	4,845	C.V	0,008	4,845	C.V
RDC	3,40	0,004	5,100	C.V	0,004	5,100	C.V

a) Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : $V_A.\Delta_K \leq 0{,}005hk$ ⇒ C'est le choix pour notre structure.

2. pour Les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $V_A.\Delta_K \leq 0{,}0075hk$.

V_A : coefficient réducteur, il est pris égale à **0,5**.

Tableau V. 24 : Vérifications des limitations des dommages inter-étage

		Sens X-X			Sens Y-Y		
Etage	**H (m)**	$V_A.\Delta x$	$\overline{\Delta}$ (cm)	**Condition X**	$V_A.\Delta y$	$\overline{\Delta}$ (cm)	**Condition Y**
E9	3,24	0,007	1,620	C.V	0,007	1,620	C.V
E8	3,24	0,007	1,620	C.V	0,007	1,620	C.V
E7	3,23	0,007	1,615	C.V	0,007	1,615	C.V
E6	3,23	0,007	1,615	C.V	0,007	1,615	C.V
E5	3,23	0,007	1,615	C.V	0,007	1,615	C.V
E4	3,23	0,007	1,615	C.V	0,006	1,615	C.V
E3	3,23	0,007	1,615	C.V	0,006	1,615	C.V
E2	3,23	0,006	1,615	C.V	0,005	1,615	C.V
E1	3,23	0,004	1,615	C.V	0,004	1,615	C.V
RDC	3,40	0,002	1,700	C.V	0,002	1,700	C.V

V.6.7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

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 :

$$F_t = 0{,}07 \times T \times V$$

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0{,}25$ V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0{,}7$ secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_i)W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j \times h_j}$$

F_i : La force horizontale concentrée au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_j et W_i : Poids revenant aux planchers i, j.

➢ **Selon sens x-x**

Tableau V. 25 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x

ETAGE	hi (m)	hj (m)	Wi (KN)	Ft (KN)	Wi×hi	Fi (KN)
9	3,24	32,49	4607,11		149685,00	763,33
8	3,24	29,25	4881,30		142778,03	728,11
7	3,23	26,01	4877,76		126870,54	646,98
6	3,23	22,78	5004,59		114004,56	581,37
5	3,23	19,55	5004,59		97839,74	498,94
4	3,23	16,32	5004,59	**277,13**	81674,91	416,51
3	3,23	13,09	5004,59		65510,08	334,07
2	3,23	9,86	5145,68		50736,41	258,73
1	3,23	6,63	5145,68		34115,86	173,96
RDC	3,40	3,40	5231,91		17788,49	90,71
∑h (m) =	**32,49**	**∑W (KN) =**	**49907,79**	**∑Wi×hi =**	**881003,61**	**4492,73**

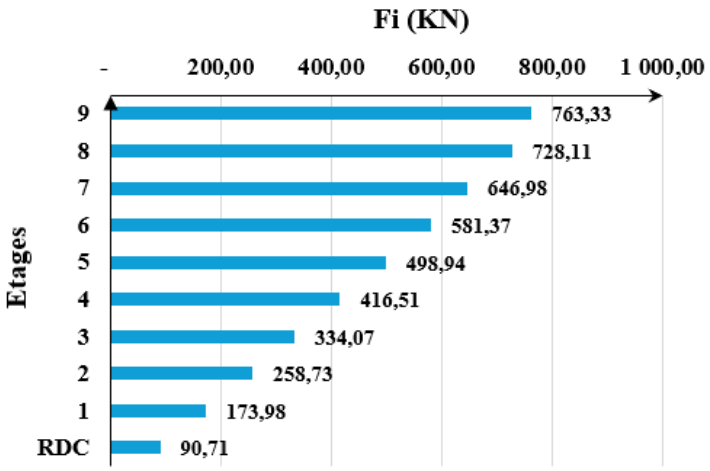


Figure V. 25 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x-x

➢ **Selon sens y-y**

Tableau V. 26 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y

ETAGE	hi (m)	hj (m)	Wi (KN)	Ft (KN)	Wi×hi	Fi (KN)
9	3,24	32,49	4607,11		149 685,00	799,47
8	3,24	29,25	4881,30		142 778,03	762,58
7	3,23	26,01	4877,76		126 870,54	677,62
6	3,23	22,78	5004,59		114 004,56	608,90
5	3,23	19,55	5004,59		97 839,73	522,57
4	3,23	16,32	5004,59	**274,71**	81 674,91	436,23
3	3,23	13,09	5004,59		65 510,08	349,89
2	3,23	9,86	5145,68		50 736,40	270,98
1	3,23	6,63	5145,68		34 115,86	182,21
RDC	3,40	3,40	5231,91		17 788,49	95,01
∑h (m) =	**32,49**	**∑W (KN) =**	**49907,79**	**∑Wi*hi =**	**881 003,61**	**4 705,47**

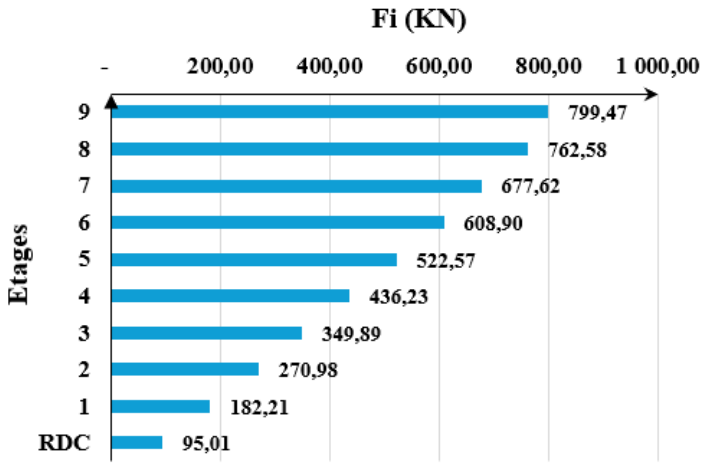


Figure V. 26 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y-y

V.6.8 Vérification de renversement

V.6.8.1 Vérification de la 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 le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1{,}3$$

Avec :

M_S : Moment stabilisant : $M_S = \frac{W \times L}{2}$.

W: Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant : $M_r = \sum F_i \times h_i$.

F_i : Force sismique au niveau i.

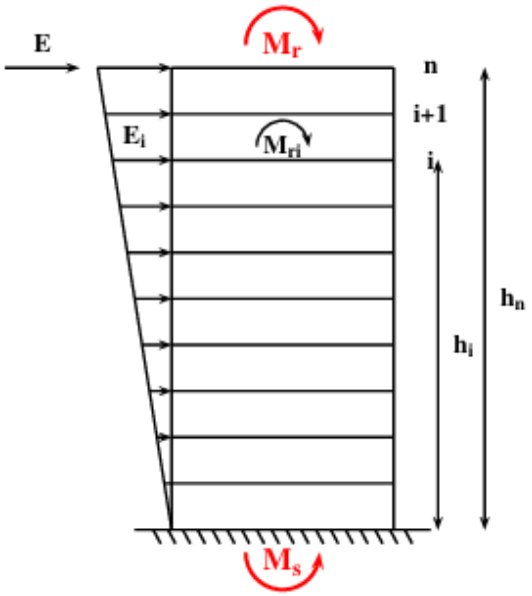


Figure V. 27 : Forces agissantes sur la stabilité au renversement

➢ **Moment stabilisant**

Tableau V. 27 : Moment stabilisant

	W (KN)	L (m)	M_s (KN.m)
Sens-x	49 907,79	21,95	547 737,99
Sens-y		23,10	576 434,97

➢ **Moment de renversement suivant x-x**

Tableau V. 28 : Moment de renversement suivant x-x

ETAGE	h_j (m)	Fi	$M_{rx,i}$ (KN.m)
9	32,49	763,33	24 800,52
8	29,25	728,11	21 297,07
7	26,01	646,98	16 828,05
6	22,78	581,37	13 243,68
5	19,55	498,94	9 754,27
4	16,32	416,51	6 797,38
3	13,09	334,07	4 373,01
2	9,86	258,73	2 551,11
1	6,63	173,98	1 153,46
RDC	3,40	90,71	308,43
$M_{rx}=\sum M_{rx,i}$			**101 106,98**

➢ **Moment de renversement suivant y-y**

Tableau V. 29 : Moment de renversement suivant y-y

ETAGE	h_j (m)	Fi	$M_{ry,i}$ (KN.m)
9	32,49	799,47	25 974,88
8	29,25	762,58	22 305,54
7	26,01	677,62	17 624,90
6	22,78	608,90	13 870,80
5	19,55	522,57	10 216,16
4	16,32	436,23	7 119,25
3	13,09	349,89	4 580,08
2	9,86	270,98	2 671,91
1	6,63	182,21	1 208,08
RDC	3,40	95,01	323,03
$M_{rx}=\sum M_{ry,i}$			**105 894,63**

Tableau V. 30 : Vérification de la stabilité au renversement

	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	F_s	$F_s \geq 1,5$
Sens x-x	547 737,99	101 106,98	5,42	C.V
Sens y-y	576 434,97	105 894,63	5,44	C.V

V.6.9 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Δ est un effet de 2ème ordre représentant un phénomène qui décrit l'amplification des déformations et des moments dans une structure sous charges verticales (Poids propre) lorsqu'elle subit des déplacements latéraux causés par des charges horizontales (Sismique), pouvant affecter sa stabilité.

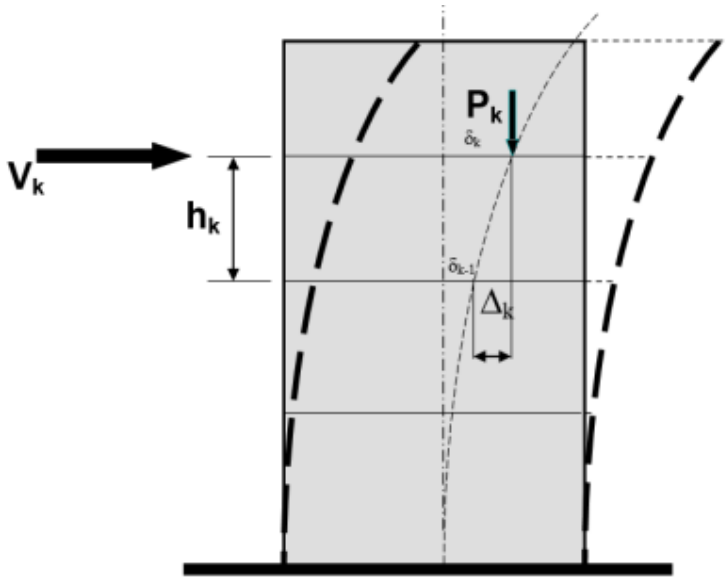


Figure V. 28 : Effet P-Δ

Les effets du 2ème ordre (ou effet P−Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10$$

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

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_K : hauteur de l'étage k.

Selon la valeur de θ_K, il convient de considérer que :

- Si $(0{,}10 \leq \theta_K \leq S\ 0{,}20)$, 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° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_K}$$

- Si $(\theta_K \geq 0{,}20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➢ **Vérification dans le sens x-x**

Tableau V. 31 : Vérification de l'effet P-Δ suivant x-x

Etage	P (KN)	H (m)	R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θk	Condition X	1/(1-θk)
E9	4607,11	3,24	3,60	0,013	956,80	0,0002	C.V	0,00
E8	9488,41	3,24	3,60	0,014	1804,62	0,0002	C.V	0,00
E7	14366,17	3,23	3,60	0,014	2464,90	0,0003	C.V	0,00
E6	19370,76	3,23	3,60	0,015	3007,32	0,0003	C.V	0,00
E5	24375,35	3,23	3,60	0,015	3470,15	0,0003	C.V	0,00
E4	29379,94	3,23	3,60	0,014	3868,12	0,0003	C.V	0,00
E3	34384,53	3,23	3,60	0,013	4205,01	0,0003	C.V	0,00
E2	39530,21	3,23	3,60	0,011	4479,93	0,0003	C.V	0,00
E1	44675,89	3,23	3,60	0,008	4679,36	0,0002	C.V	0,00
RDC	49907,79	3,40	3,60	0,004	4769,86	0,0001	C.V	0,00

➢ **Vérification dans le sens y-y**

Tableau V. 32 : Vérification de l'effet P-Δ suivant y-y

Etage	P (KN)	H (m)	R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θk	Condition Y	1/(1-θx)
E9	4607,11	3,24	3,60	0,013	956,80	0,0002	C.V	0,00
E8	9488,41	3,24	3,60	0,014	1804,62	0,0002	C.V	0,00
E7	14366,17	3,23	3,60	0,014	2464,90	0,0003	C.V	0,00
E6	19370,76	3,23	3,60	0,015	3007,32	0,0003	C.V	0,00
E5	24375,35	3,23	3,60	0,015	3470,15	0,0003	C.V	0,00
E4	29379,94	3,23	3,60	0,014	3868,12	0,0003	C.V	0,00
E3	34384,53	3,23	3,60	0,013	4205,01	0,0003	C.V	0,00
E2	39530,21	3,23	3,60	0,011	4479,93	0,0003	C.V	0,00
E1	44675,89	3,23	3,60	0,008	4679,36	0,0002	C.V	0,00
RDC	49907,79	3,40	3,60	0,004	4769,86	0,0001	C.V	0,00

Remarque :

Tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P-Δ est négligé.

V.6.10 Vérification de joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = \max\begin{cases}\sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} \\ 40\ mm\end{cases}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

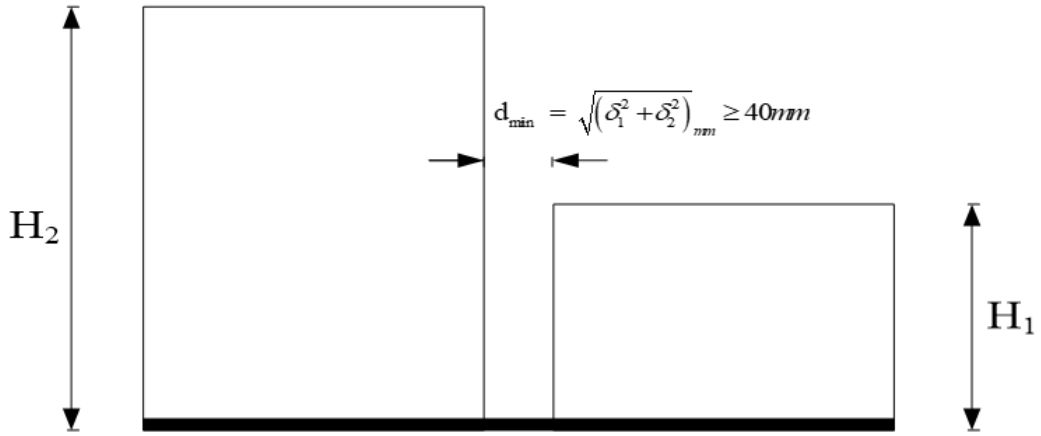


Figure V. 29 : Largeur minimum du joint sismique

- **Vérification**

$$\delta_1 = 33{,}808\text{mm} ; \delta_2 = 30{,}159\ \text{mm}$$

$$\sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} = \sqrt{33{,}808^2 + 30{,}159^2} = 43{,}11\ mm$$

Dans notre structure on prend : d = 50 mm

V.7 Conclusion

Les résultats de l'étude dynamique montrent que le bâtiment est bien dimensionné et qu'il respecte les exigences du RPA 2024. Et on note qu'en se référant aux règles algériennes du vent (DTR RNV 2013), le bâtiment se situe dans un milieu urbain dense bénéficiant de l'effet de masque qui atténue l'intensité du vent. De plus, compte tenu de la situation géographique et de la hauteur de la structure, les forces sismiques calculées selon le RPA 2024 sont largement prédominantes, rendant ainsi l'étude au vent non déterminante pour le calcul.

Toutefois, pour finaliser notre travail, il faut passer au calcul détaillé de chaque élément de la structure (comme les poteaux, les poutres et les voiles) selon les exigences de ce nouveau règlement.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Introduction

Les éléments structuraux sont constitués du ossatures (poteaux et poutre) et de voiles en béton armé, solidarisés entre eux afin d'assurer un bon comportement. Ces éléments participent au système de contreventement de l'ouvrage et sont dimensionnés pour reprendre à la fois les actions sismiques horizontales, et les charges verticales dues à la gravité.

Par conséquent, ces éléments doivent être dimensionnés de manière appropriée afin de supporter les différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis. Dans cette optique, l'utilisation d'un logiciel de calcul numérique tel qu'ETABS s'avère nécessaire. Cet outil permet de déterminer avec précision les efforts internes développés dans les éléments structuraux sous l'effet des différentes actions appliquées.

VI.2 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés en tenant compte des combinaisons d'actions générées par les charges verticales permanentes (G) et d'exploitation (Q) conformément aux prescriptions de la norme BAEL 91 révisée 99. Par ailleurs, ils répondent également aux combinaisons d'actions sismiques définies par RPA2024. Les combinaisons d'actions considérées pour le dimensionnement des poteaux sont détaillées comme suivant :

VI.2.1 Combinaisons des charges

- **Selon BAEL 91**

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

ELS : G + Q.

- **Selon RPA 2024**

Situation accidentelle :

G + 0,3Q + 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q + 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q + Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q + Ey - 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey - 0,3Ex.

VI.2.2 Ferraillage des poteaux

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3\ Lf\ (2 + \alpha\varphi)}{10000.h}$$

$$e_2 = \text{Max}(2\text{cm}; \frac{L}{250})$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

VI.2.3 Recommandations des règlements

- **Selon RPA2024**

Selon l'article 7.4.2 de RPA2024 :

- Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets :
- Le pourcentage minimal sera 1% en zone VI.
- Leur pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 60Ø, en zone VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau ≤ 15 cm en zone VI.

- **Selon CBA93 (Art A 7.1.2.1)**

$$A_{min} = max\ (0{,}2\%B\ ;\ 4u)$$

B : Section du poteau.

u : Périmètre du poteau.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{cnf} \geq \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA 2024

Section (cm²)	A_{minRPA} (cm²)	A_{minCBA} (cm²)	Zone	Section max (cm²)
55×55	30,25	6,05	Courante	0,04×55×55 = 121
			De recouvrement	0,08×55×55 = 242
50×50	25,00	5,00	Courante	0,04×50×50 = 100
			De recouvrement	0,08×50×50 = 200
45×45	20,25	4,05	Courante	0,04×45×45 = 81
			De recouvrement	0,08×45×45 = 162

VI.2.4 Sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 22

On distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max}, $M_{cor-max}$).
- Moment maximal et un effort normal correspondant (M_{max}, N_{cor}).
- Effort normal minimal et un moment correspondant (N_{min}, $M_{cor-max}$).

Remarque : L'effort normal positif (+) « Nmax » représente un effort de compression, tandis que l'effort normal négatif (-) « Nmin » représente un effort de traction. Et j'ai pris les valeurs maximales entre les deux directions pour le choix des moments.

Les valeurs des sollicitations d'après le logiciel ETABS est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 2 : Les sollicitations N_{max} et $M_{cor-max}$ obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Section (cm^2)	Combinaison	N_{max} (KN)	$M_{cor-max}$ (KN.m)
N_{max} et M_{cor}	**55×55**	**ELU**	-2406,24	14,28
		ELS	-1748,10	10,71
		ELA	-1966,64	-99,65
	50×50	**ELU**	-1656,40	8,38
		ELS	-1203,49	6,37
		ELA	-1357,34	-46,26
	45×45	**ELU**	-687,02	6,95
		ELS	-499,76	5,32
		ELA	-547,38	-41,25

Tableau VI. 3 : Les sollicitations $\mathbf{M_{max}}$ et $\mathbf{N_{cor}}$ obtenues par l'ETABS

Sollicitation	Section (cm^2)	Combinaison	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)
M_{max} et N_{cor}	55×55	ELU	-61,38	-1369,93
		ELS	-44,03	-993,58
		ELA	157,20	-238,53
	50×50	ELU	-54,17	-837,30
		ELS	-38,81	-607,81
		ELA	158,45	-183,87
	45×45	ELU	53,87	-77,65
		ELS	39,32	-56,93
		ELA	123,15	-49,33

Tableau VI. 4 : Les sollicitations $\mathbf{N_{min}}$ et $\mathbf{M_{cor}}$ obtenues par l'ETABS

Sollicitation	Section (cm^2)	Combinaison	N_{min} (KN)	$M_{cor\text{-}max}$ (KN.m)
N_{min} et M_{cor}	55×55	ELU	-802,76	-26,07
		ELS	-587,12	-18,90
		ELA	137,33	32,69
	50×50	ELU	-311,52	-11,52
		ELS	-227,41	-8,44
		ELA	119,19	29,91
	45×45	ELU	-65,41	43,25
		ELS	-47,68	31,51
		ELA	51,43	48,40

VI.2.5 Exemple de calcul de ferraillage poteau (55×55)

VI.2.5.1 Armatures longitudinales

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,2$ et $\gamma_s = 1$.

$\sigma_b = 17,71$ MPa ; $\sigma_s = 400$ MPa

➢ **Résultat d'analyse**

$$M_{max} = 157,20 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 238,53 \text{ KN}$$

h = 0,55 m

d = 0,9×h = 0,9×0,55 = 0,495 m

b = 0,55 m

➢ **Calcul de l'excentricité**

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{157,20}{238,53} = 0,659 \text{ m} = 65,9 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{340}{250}\right\} = \max(2\ ;\ 1,36) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 238^2}{10000 \times 55} \times (2 + 0,22 \times 2) = 0,002 \text{ cm}$$

Avec :

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0,495 - \frac{0,55}{2} = 0,22$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 238 \text{ cm}$$

$\phi = 2$: Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ce rapport est généralement pris égal à 2.

Donc : $e_{tot} = 65,9 + 2 + 0,002 = 67,9$ cm

- L'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{bmax} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,55 \times 0,55 \times 17710 = 5357,28 \text{ KN}$$

- Coefficient ψ :406

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{238,53}{5357,28} = 0,045$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$\psi = 0,045 < 0,81$ Donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi = 0,036 \leq \frac{2}{3} = 0,667 \quad \rightarrow \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi}}{4\left(3 + \sqrt{3 - 12 \times \psi}\right)}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 55 = 9,09 \text{ cm}$$

$e_{tot} = 67,9 > e_{NC} = 9,09 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

- On calcul la section d'armature en flexion simple $A_{s\ fictif}$ sous l'effet du moment $M_{u\ fictif}$ puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

$$A_s = As_{fictif} - \frac{N_u}{f_{st}}$$

- Calcul du moment fictif : $Mu_{fictif} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u\left(e + d - \frac{h}{2}\right)$

$$M_{u\ fictif} = 238,53\left(0,679 + 0,495 - \frac{0,55}{2}\right) = 214,44 \text{ KN. m}$$

moment réduit : $\mu = \frac{M_{u\ fictif}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{214{,}44 \times 10^{-3}}{0{,}55 \times 0{,}495^2 \times 17{,}71} = 0{,}112$

$\mu = 0{,}112 < \mu_{limite} = 0{,}392$ et $\mu = 0{,}112 < 0{,}1859$

$\Longrightarrow$ Pivot A $\Longrightarrow A' = 0$

$a = 1 - 0{,}9366\sqrt{1 - 2.\mu} = 0{,}173$

$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0{,}117$

$A_{s\ fictif} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = 0{,}001133 = 11{,}33\ cm^2$

$A_s = 11{,}33 \times 10^{-4} - \frac{238{,}53 \times 10^{-3}}{400} = 5{,}37 \times 10^{-4}\ m^2 = 5{,}37\ cm^2$

On adopte directement le pourcentage minimal donné par le RPA.

$A_{minRPA} = 30{,}25\ cm^2$

On Choisit : As = 12HA20 (37,70 cm^2)

VI.2.5.2 Ferraillage transversal

D′après le RPA2024, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

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 ;

$$\rho_a = \begin{cases} 2{,}5\ , \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75\ , \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t \times bc}$) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0{,}3\ \% \text{ si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8\ \% \text{ si : } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolé entre les 2 valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} ou \frac{l_f}{b_c}\right)$, Où :

h_c, b_c : 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 fermes 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 (Ø cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➢ **Exemple de calcul pour poteau (55x55)**

Selon l'article 7.4.2 de RPA24 (v2024) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{2{,}38}{0{,}55} = 4{,}33 \text{ cm} < 5 \text{ donc } \rho a = 3{,}75$$

La valeur de Vu pour le poteau (55x55) d'après le logiciel Etabs est égal : $Vu = 139{,}25$ KN

- **Zone nodale**

La valeur maximale de l'espacement en zone IV est fixée comme suit :

$$t \leq \text{Min}\,(b_0/2\,;\ 10\text{cm}\,;\ 6\emptyset_l)$$

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$$t \leq \text{Min}\,(50/2;\ 10\text{cm}\,;\ 6 \times 1{,}6) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_c \times f_e} = \frac{3{,}75 \times 139{,}25 \times 10^{-3} \times 0{,}10}{0{,}55 \times 400} = 2{,}37 \text{ cm}^2$$

On Choisit : As = 6HA10 (4,71 cm^2), donc on a 6 brins d'armatures.

- **Zone courante**

La valeur maximale de l'espacement en zone IV est fixée comme suit :

$$t' \leq \text{Min}\,(b_c/2\,;\ h_c/2\,;\ 10\emptyset_l)$$

$\emptyset_l$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$t' \leq \text{Min}\,(55/2\,;55/2\,;10 \times 1{,}6) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_c \times f_e} = \frac{3{,}75 \times 139{,}25 \times 10^{-3} \times 0{,}15}{0{,}55 \times 400} = 3{,}56 \text{ cm}^2$$

On Choisit : As = 6HA10 (4,71 cm^2), donc on a 6 brins d'armatures.

VI.2.5.3 Ductilité pour la zone critique

D'aprés le RPA 2024 article 7.4.2 il faut vérifier que :

$$l_{cr} = max\left(1{,}5h_c\,;\ \frac{l_{sl}}{6}\ ;\ 60\ cm\right)$$

l_{cr}: $(unités : cm)$: La plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{sl} $(unités : cm)$: la longueur libre du poteau.

➢ **Pour poteaux (55×55)**

$$l_{cr} = max\left(1{,}5 \times 55 = 82{,}5\ ;\ \frac{(340-40)}{6} = 50\ cm\,;60\ cm\right) = 82{,}5\ cm$$

$\frac{l_{cl}}{h_c} = \frac{300}{55} = 5{,}45 > 3$ .....Condition vérifier

➢ **Pour poteaux (50×50)**

$$l_{cr} = max\left(1{,}5 \times 50 = 75\ ;\ \frac{(323-40)}{6} = 47{,}17\ cm\ ;60\ cm\right) = 75\ cm$$

$\frac{l_{cl}}{h_c} = \frac{283}{50} = 5{,}66 > 3$ .....Condition vérifier

➢ **Pour poteaux (45×45)**

$$l_{cr} = max\left(1{,}5 \times 45 = 67{,}5\ ;\ \frac{(324-40)}{6} = 47{,}33\ cm\ ;60\ cm\right) = 67{,}5\ cm$$

$\frac{l_{cl}}{h_c} = \frac{284}{45} = 6{,}31 > 3$ .....Condition vérifier

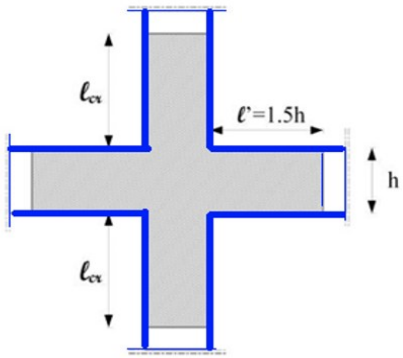


Figure VI. 1 : Details de la zone nodale

VI.2.5.4 Vérifications nécessaires

a. Condition de non-fragilité $A_s \geq A_{s\text{-}min}$

$$A_{s\text{-}min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 0{,}55 \times 0{,}55 \times 2{,}1}{400} = 3{,}65\ cm^2$$

$A_s = 36{,}69\ cm^2 \geq A_{s\text{-}min}$ ..... Condition vérifier

b. Vérification de RPA24 (v2024)

➢ **Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux**

$A_{s\ min} = 0{,}01 \times 55 \times 55 = 30{,}03\ cm^2$

On adopte : 12HA20, avec $As = 37{,}70\ cm^2 \geq A_{s\ min}$

➢ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

- **Zone courante :**

$A_{s\ max\ RPA} = 4\%bh = 0{,}04 \times 55 \times 55 = 121\ cm^2$

$A_s = 37{,}70\ cm^2 \leq 121\ cm^2$

- **Zone de recouvrement**

$A_{smaxRPA} = 8\%bh = 0{,}08 \times 55 \times 55 = 242\ cm^2$

$A_s = 37{,}70\ cm^2 \leq 242\ cm^2$

➢ **Le diamètre minimum est de 12 mm**

$\phi_{l_{min}} = 20\ mm \geq 12\ mm$

➢ **Longueur minimale de recouvrement**

$L_{recouvrement} = 60\phi_l$

$L = 60 \times 2 = 120$ cm

➢ **Espacement**

Selon x : $S_t = (55 - 2 \times 2{,}5 - 3 \times 2)/4 = 14{,}67$ cm < 15 cm ..... Condition vérifiée.

Selon y : $S_t = (55 - 2 \times 2{,}5 - 3 \times 2)/4 = 14{,}67$ cm < 15 cm ..... Condition vérifiée.

c. Vérification des contraintes à L'ELS

Selon les règles de BAEL 91 il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

➢ **Calcul des contraintes maximales**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{15As + B}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{15As + B} = \frac{1748{,}10 \times 10^3}{15 \times 36{,}69 + 550 \times 550} = 5{,}76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5{,}76 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ..... Condition vérifiée.

d. Vérification de sollicitations tangentes

D'aprés le RPA 2024 article 7.4.2 il faut vérifier que : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{139{,}25 \times 10^{-3}}{0{,}55 \times 0{,}495} = 0{,}51 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d . f_{c28}$, ou ρ_d est égal :

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 \text{ , si } \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 \text{ , si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On a pour $\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{2{,}38}{0{,}55} = 4{,}33$ cm < 5 donc $\rho_d = 0{,}075$

$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d . f_{c28} = 0{,}075 \times 25 = 1{,}88\ MPA$

Donc : $\tau_{bu} = 0{,}51$ MPa $\leq \overline{\tau_{bu}} = 1{,}88$ MPa ..... Condition Vérifiée.

VI.2.6 Ferraillage des autres poteaux

Tableau VI. 5 : Excentricité et nature de la section des poteaux

Section (cm^2)	Combinaison	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	e_a (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ψ	ξ
55×55	G+Q+03EX+EY	157,20	238,53	2	65,90	0,002	0,045	0,165
50×50	G+Q+03EX+EY	158,45	183,87	2	86,18	0,816	0,042	0,165
45×45	G+Q+0,3EX+EY	123,15	49,33	2	249,6	0,891	0,014	0,166

Tableau VI. 6 : Vérification de l'excentricité

Section (cm^2)	e (cm)	e_{NC} (cm)	Section
55×55	67,9	9,09	S.P.C
50×50	88,99	8,25	S.P.C
45×45	252,49	7,47	S.P.C

Tableau VI. 7 : Section d'armature calculée des poteaux

Section (cm^2)	M_{fictif} (KN.m)	μ	α	$A_{s\ fictif}$ (cm^2)	A_s(cm^2)
55×55	214,44	0,112	0,173	11,33	5,37
50×50	195,22	0,109	0,171	10,59	5,99
45×45	132,03	0,101	0,163	8,67	7,44

Tableau VI. 8 : Vérification des armatures longitudinales

Section (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{s\ max\ RPA}$(cm^2)		$A_{s\ adopté}$ (cm^2)	Choix
			Courante	Recouvrement		
55×55	5,37	30,25	121	242	37,70	12HA20
50×50	5,99	25,00	100	200	28,65	4HA20+8HA16
45×45	7,44	20,25	81	162	20,36	4HA16+8HA114

Tableau VI. 9 : Espacement et armatures transversales

Poteau	Espacement (cm)		A_t(cm^2)		l_{cr} (cm)	$A_{t\ dopté}$ (cm^2)	Choix
	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante			
55×55	10	15	2,37	3,56	82,5	4,71	6HA10
50×50	10	15	2,21	3,43	75	4,71	6HA10
45×45	10	15	2,08	3,13	67,5	4,71	6HA10

Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poteau	N_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
55×55	1748,10	5,76	15	Vérifié
50×50	1203,49	4,81	15	Vérifié
45×45	499,76	2,46	15	Vérifié

Tableau VI. 11 : Vérification de sollicitations tangentes

Poteau	V_u(kN)	τ(MPa)	ρ_d	$\overline{\tau_u}$(MPa)	$\tau \leq \overline{\tau_u}$
55×55	139,25	0,51	0,075	1,88	Vérifié
50×50	139,71	0,62	0,04	1	Vérifié
45×45	114,61	0,63	0,04	1	Vérifié

VI.2.7 Schéma de ferraillage

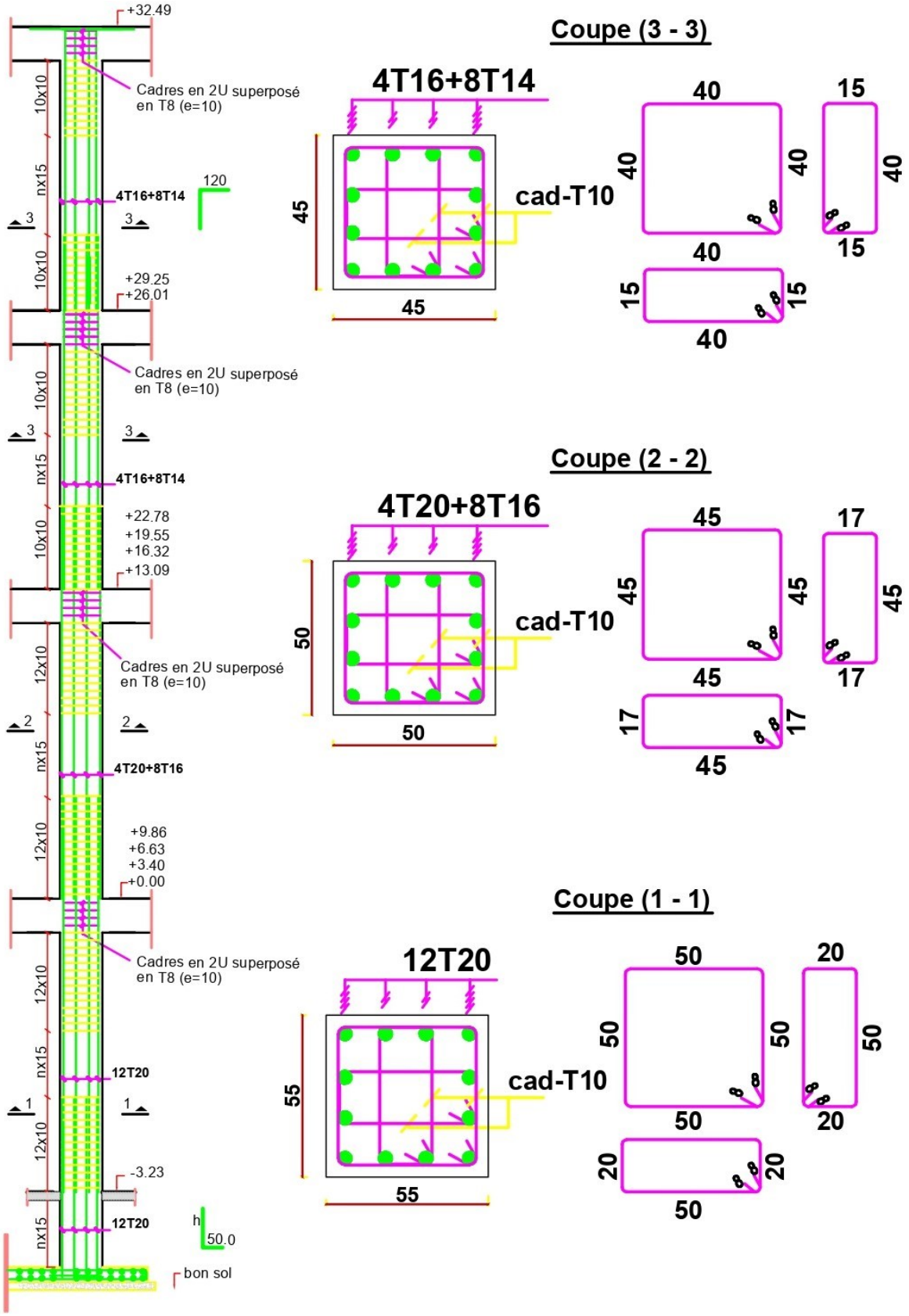


Figure VI. 2 : Schéma de ferraillage des poteaux

VI.3 Ferraillage des poutres

Les poutres soumises à la flexion et à l'effort tranchant, elles assurent la transmission des charges des planchers vers les poteaux, elle est ferraillée en flexion simple à l'état limite ultime ELU suivant les recommandations d'RPA puis vérifiée à l'état limite de service. Nous avons deux types de poutres : les poutres principales et les poutres secondaires.

VI.3.1 Combinaisons des charges

- **Selon BAEL 91**

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

ELS : G + Q.

- **Selon RPA 2024**

Situation accidentelle :

G + 0,3Q + 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q + 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q + Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q + Ey - 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey - 0,3Ex.

VI.3.2 Hypothèses de calcul

- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables.
- Le calcul se fait en deux zones : la zone en travée et la zone sur appui.

VI.3.3 Recommandation du RPA24

VI.3.3.1 Exigences de ductilité pour la zone critique

Afin d'encadrer la formation des rotules plastiques et de garantir une dissipation d'énergie optimale, la réglementation impose de définir une longueur spécifique pour ces zones. Cette portion de la poutre, où les sollicitations sismiques sont maximales, nécessite un traitement particulier en termes de ferraillage.

La longueur de la zone critique est directement proportionnelle à la géométrie de la section transversale. Selon les exigences de ductilité, elle est définie par la relation suivante :

$$l' = 1{,}5h$$

h : représente la hauteur de la poutre.

VI.3.3.2 Armatures longitudinales

Selon l'article 7.5.2 de RPA2024 :

- Le pourcentage total 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 :
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zone IV.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Tableau VI. 12 : Les valeurs de ferraillage maximal et minimal

Section d'armatures	P.P (30×40)	P.S (30×35)
A_{min} (cm^2)	6	5,25
A_{max} (cm^2) zone courante	48	42
A_{max} (cm^2) zone de recouvrement	72	63

VI.3.3.3 Armatures transversales

D'après l'article (7.5.2) de RPA 2024 :

- Le diamètre ϕ_r des armatures, à haute adhérence, ne doit pas être| inférieur à 6 mm. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = (0{,}003).s.b$
- L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :
  - **Dans la zone critique**

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t ; 17{,}5\ cm ; 6\phi_l\right)$$

h : hauteur de la poutre.

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement.

ϕ_i : diamètre minimal des barres longitudinales.

  - **En dehors de la zone critique**

$$s' \leq h/2$$

Avec : $s' = min(h/4 ; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

ϕ_1 : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales.

  - **Condition de non fragilité**

$$A_{cnf} \geq \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.4 Calcul de ferraillage des poutres Principales

VI.3.4.1 Sollicitations obtenues par logiciel ETABS 22

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel ETABS, donc nous avons :

Tableau VI. 13 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales

Combinaisons	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	V (KN)
ELU	-87,59	53,91	119,69
ELS	-63,68	39,39	/
ELA	-147,64	113,97	152,98

VI.3.4.2 Calcul de ferraillage longitudinale

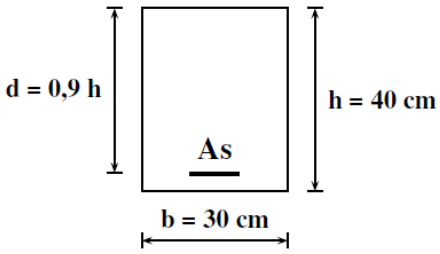
L'action sismique n'a pas grands impacts sur les poutres dans les travées, mais elle affecte significativement les zones d'appui (zone nodale). Pour cette raison, les poutres sont généralement armées en travée en fonction du moment ultime.

Alor, il est essentiel de noter que dans certains cas, le moment en travée induit par l'action sismique peut dépasser le moment ultime.

Dans de telles situations, il devient impératif de dimensionner les armatures en fonction de ce moment sismique supérieur afin de garantir la sécurité et la stabilité de la structure.

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30×40) cm^2.

a) En travée (à l'ELA)



$\gamma_s = 1$; fe = 400 MPa ;

$\gamma_b = 1{,}2$; $f_{bu} = 17{,}71$ MPa.

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 40 = 0{,}36$ m

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{113{,}97\times10^{-3}}{0{,}30\times0{,}36^2\times17{,}71} = 0{,}166$

$\mu = 0{,}166 < \mu_{limite} = 0{,}392$

$\mu = 0{,}166 < 0{,}1859$

$\mu = 0{,}166 > 0{,}1042 \Longrightarrow$ Pivot A

$\alpha = \left(1 - 0{,}9366\sqrt{1-2\mu}\right) \Longrightarrow \alpha = 0{,}234$

$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} \Longrightarrow \beta = 0{,}183$

$A'_{su} = 0$

$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}183 \times 0{,}3 \times 0{,}36 \times 17{,}71}{400} = 8{,}75 \times 10^{-4} = 8{,}75$ cm^2

On Choisit : As = 3HA16+2HA14 (9,11 cm^2)

b) Sur appui (à l'ELA)

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{147{,}64\times10^{-3}}{0{,}30\times0{,}36^2\times17{,}71} = 0{,}214$

$\mu = 0{,}214 < \mu_{limite} = 0{,}392$

$\mu = 0{,}214 > 0{,}1859 \Longrightarrow$ Pivot B

$\alpha = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) \Longrightarrow \alpha = 0{,}305$

$\beta = 0{,}8\alpha \Longrightarrow \beta = 0{,}244$

$A'_{su} = 0$

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}244 \times 0{,}3 \times 0{,}36 \times 17{,}71}{400} = 1{,}168 \times 10^{-3} = 11{,}68\ cm^2$$

On Choisit : As = 6HA16 (12,06 cm^2)

a. Vérifications nécessaires

➢ **Condition de non-fragilité** **(A.4.2/CBA93)**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min}$:

$$A_{s\,min\,cnf} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 0{,}3 \times 0{,}36 \times 2{,}1}{400} = 1{,}30\ cm^2$$

$A_{s\,min\,RPA} = 0{,}005 \times b \times h = 0{,}005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$

$A_{s\,min} = \max\left(A_{s\,min\,cnf}; A_{s\,min\,RPA}\right) = 6\ cm^2$

Tableau VI. 14 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale

Section	A_s (cm^2)	$A_{s\,min}$ (cm^2)	$A_{s\,min\,RPA}$ (cm^2)	$A_{s\,max\,RPA}$ (cm^2)	$A_{s\,Adop}$ (cm^2)	Choix
En travée	8,75	1,30	6	48/72	9,11	3HA16+2HA14
Sur appui	11,68	1,30	6	48/72	12,06	6HA16

- **La longueur minimale de recouvrement**

$L = 60\phi_l$

$L_1 = 60 \times 1{,}4 = 84$ cm

$L_2 = 60 \times 1{,}6 = 96$ cm

➢ **Vérifications à l'ELS**

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Comme la fissuration est peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.

L'acier utilisé est de nuance Fe E 400 ..... Condition vérifiée.

L'élément est soumis à la flexion simple ..... Condition vérifiée.

La section est rectangulaire ..... Condition vérifiée.

D'après BAEL83, il faut de vérifier la condition ci-dessous :

a) En travée

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53,91}{39,39} = 1,37 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$

$\alpha_u = 0,234 \leq \alpha = 0,435$…(CV) ⇒ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

a) Sur appui

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{87,59}{63,68} = 1,38 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440$

$\alpha_u = 0,305 \leq \alpha = 0,440$…(CV) ⇒ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la flèche à l'ELS** **(Art B.6.5.1/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ ..... Condition vérifiée.

$\rho = \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{12,06}{40\times30} = 0,0101 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\times M0} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{39,39}{10\times63,68} = 0,06$ ..... Condition vérifiée.

Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU** **(Art A.5.1/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \overline{\tau_u}$:

$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{119,69\times10^{-3}}{0,3\times0,36} = 1,1$ MPa

$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0,2\frac{25}{1,2}; 5MPa\right) = \min(4,17; 5MPa) = 4,17$ MPa

$\tau_u = 1,1$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 4,17$ ..... C.V

b. Calcul de ferraillage transversal

- **Diamètre :** D'après le BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l_{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_t \leq \min\left(14\text{ mm}; \frac{400}{35}\text{ mm}; \frac{300}{10}\text{ mm}\right)$

$\Rightarrow \phi_t \leq \min(14\text{ mm}; 11,42\text{ mm}; 30\text{ mm})$

On prend : $\phi_t = 8$ mm

- **Espacement**

$S_t = \min(0,9d; 40\text{ cm}) = \min(0,9\times36; 40\text{ cm})$

$\Rightarrow S_t = \min(32; 40\text{ cm}) = 32\text{ cm}$

- **En dehors de la zone critique**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\ cm \Longrightarrow$ On prend : $S_t = 15\ cm$

- **Dans le zone critique**

$$St = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{mln}}\right)$$

$St = \min\left(\frac{40}{4}; 24\phi_t; 17{,}5cm; 6\phi_{l_{min}}\right) = \min(10\ cm; 19{,}2cm; 16{,}8\ cm; 8{,}4\ cm)$

$\Longrightarrow$ On prend : $S_t = 10\ cm$

Longueur de la zone nodale : $L' = 1{,}5h = 60\ cm$

➢ **Section d'armatures transversales**

D'après l'article (7.5.2) de RPA 2024, La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0{,}003 \times S_t \times b$$

A_t(Zone nodale) $\geq 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0{,}90\ cm^2$

A_t(Zone courante) $\geq 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35\ cm^2$

On adopte $A_t = 4HA8 = (2{,}01\ cm^2)$

c. Schéma de ferraillage

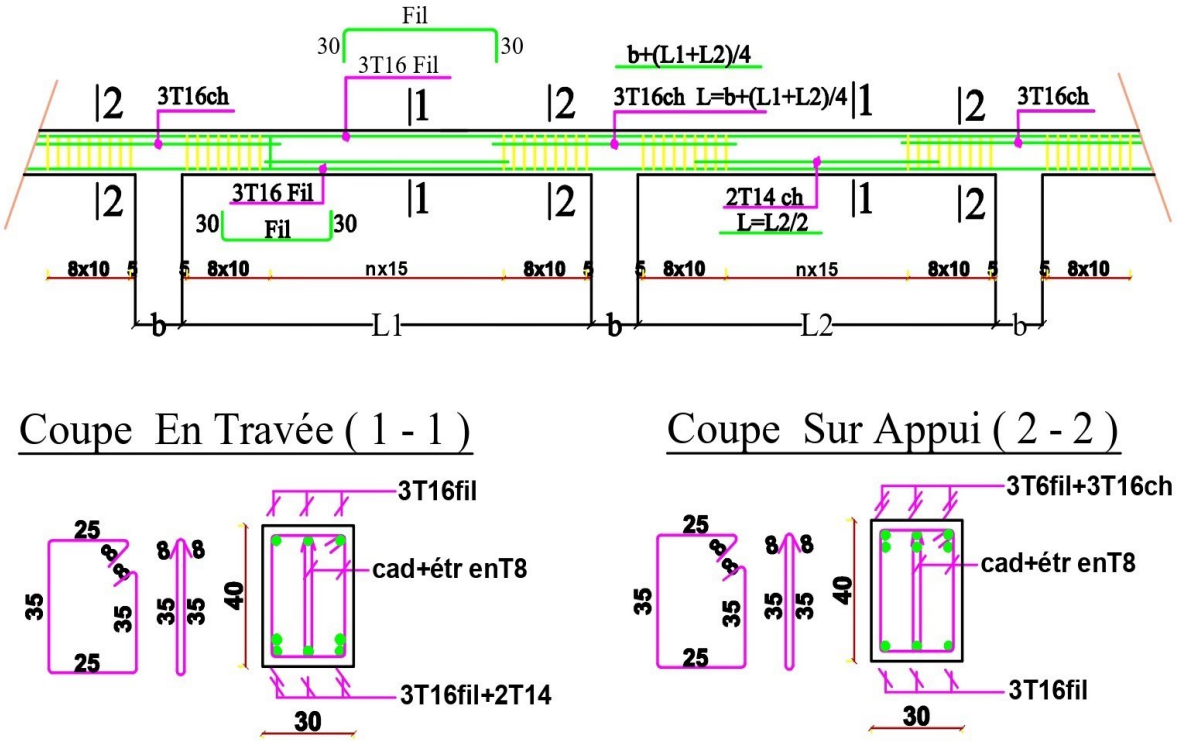


Figure VI. 3 : Schéma de ferraillage des poutres principales

VI.3.5 Ferraillage des poutres secondaires

a. Sollicitations obtenues par logiciel ETABS 22

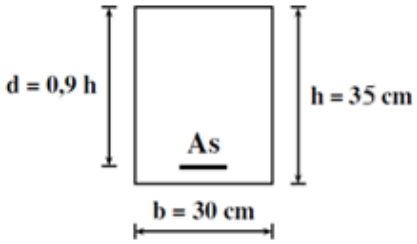
Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel ETABS, donc nous avons :

Tableau VI. 15 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires

Combinaisons	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	V (KN)
ELU	-58,19	42,77	-79,61
ELS	-42,35	30,99	/
ELA	-129,47	93,69	111,58

b. Calcul de ferraillage longitudinale

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30×35) cm^2.



Avec le même calcul dans les poutres secondaires, nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VI. 16 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires

Section	As (cm^2)	As min (cm^2)	As min RPA (cm^2)	As max RPA (cm^2)	As Adop (cm^2)	Choix
En travée	8,28	1,14	5,25	42/63	8,29	3HA16+2HA12
Sur appui	11,99	1,14	5,25	42/63	12,06	6HA16

- **Longueur minimale de recouvrement :** $L = 60\phi_l$

$L_1 = 60 \times 1,2 = 72$ cm

$L_2 = 60 \times 1,6 = 96$ cm

➢ **Vérifications à l'ELS**

- **Vérification de la flèche à l'ELS** **(Art B.6.5.1 /BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0,011 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ ..... Condition vérifiée.

$\rho = \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{12,06}{35\times30} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\times M0} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0,093 \geq \frac{30,99}{10\times42,35} = 0,07$ ..... Condition vérifiée.

Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Comme la fissuration est peu préjudiciable ..... Condition vérifiée.

L'acier utilisé est de nuance Fe E 400..... Condition vérifiée.

L'élément est soumis à la flexion simple ..... Condition vérifiée.

La section est rectangulaire ..... Condition vérifiée.

D'après BAEL91 modifiée 99, il faut de vérifier la condition ci-dessous :

b) En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{42,77}{30,99} = 1,38 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha_u = 0,248 \leq \alpha = 0,440\ldots$(CV) ⇒ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

b) Sur appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{58,19}{42,35} = 1,37 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha_u = 0,358 \leq \alpha = 0,435\ldots$(CV) ⇒ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la flèche à l'ELS** **(Art B.6.5.1/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition vérifiée.

$\rho = \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{12,06}{40\times30} = 0,0101 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\times M0} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{39,39}{10\times63,68} = 0,06$..... Condition vérifiée.

Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU** **(Art A.5.1/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \overline{\tau_u}$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{79,61\times10^{-3}}{0,3\times0,315} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2\frac{25}{1,2}\ ; 5\text{MPa}\right) = \min(4,17\ ; 5\text{MPa}) = 4,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,84$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 4,17$ .....C.V

d. Calcul de ferraillage transversal

- **Diamètre :** D'après le BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l_{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(14 \text{ mm}; \frac{350}{35} \text{ mm}; \frac{300}{10} \text{ mm}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(14 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 30 \text{ mm})$$

On prend : $\phi_t = 8$ mm

➢ **Espacement**

$S_t = \min(0{,}9d; 40\ cm) = \min(0{,}9 \times 31{,}5; 40\ cm) = \min(28{,}35; 40\ cm) = 28{,}35\ cm$

- **En dehors de le zone critique**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 17{,}5\ cm \Longrightarrow$ On prend : $S_t = 15\ cm$

- **Dans la zone critique**

$$St = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{mln}}\right)$$

$St = \min\left(\frac{40}{4}; 24\phi_t; 17{,}5cm; 6\phi_{l_{min}}\right) = \min(8{,}75\ cm; 19{,}2cm; 16{,}8\ cm; 7{,}2\ cm)$

$\Longrightarrow$ On prend : $S_t = 8\ cm$

Longueur de la zone nodale : $L' = 1{,}5h = 52{,}5\ cm$

La s Section d'armatures transversales

D'après l'article (7.5.2) de RPA 2024, La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0{,}003 \times S_t \times b$$

A_t(Zone nodale) $\geq 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0{,}90\ cm^2$

A_t(Zone courante) $\geq 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35\ cm^2$

On adopte $A_t = 4HA8 = (2{,}01\ cm^2)$

e. Schéma de ferraillage

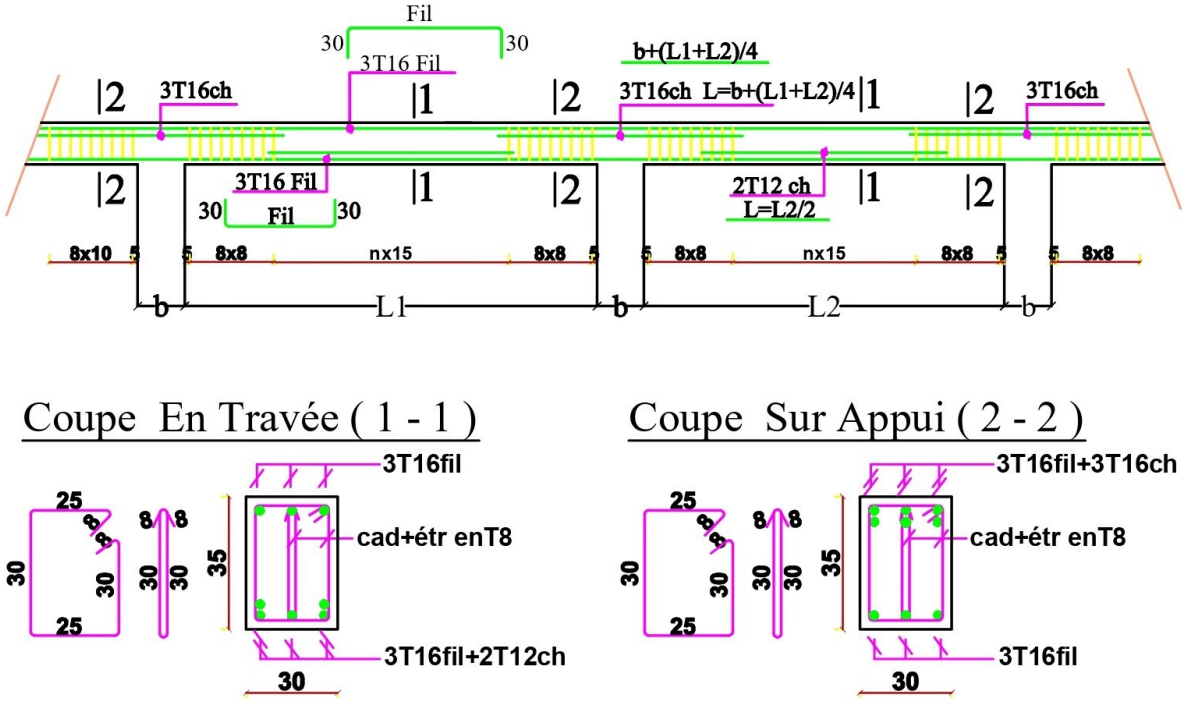


Figure VI. 4 : Schéma de ferraillage des poutres secondaires

VI.4 Ferraillage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement soumissent à des forces verticales (charges permanentes et d'exploitation) et horizontales engendrées par les actions sismiques.

Chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferraillés selon les prescriptions de l'RPA24 v2024, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales le plan du voile.
- Armatures horizontales dans le même plan.
- Armatures transversales pour assurer la cohésion et la résistance globale de l'élément.

VI.4.1 Combinaisons d'actions

- **Selon BAEL 91**

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

ELS : G + Q.

- **Selon RPA 2024 :** Situation accidentelle :

G + 0,3Q + 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q + 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex + Ey.

G + 0,3Q – 0,3Ex - Ey.

G + 0,3Q + Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q + Ey - 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey + 0,3Ex.

G + 0,3Q – Ey - 0,3Ex.

VI.4.2 Représentation des voiles

Dans notre structure les voiles ont été classifiées en deux (02) types présentés par la figure (VI.1), ces voiles sont ferraillés dans trois (03) zones :

Zone I : S-SOL + RDC + 1ier + 2ème étage.

Zone II : 3ier à 6ème étage.

Zone III : 7éme à 9éem étage.

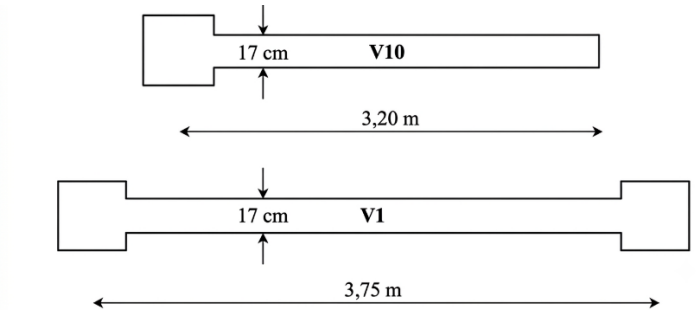


Figure VI. 5 : Les types des voiles dans notre structure

VI.4.3 Donnes de calcule pour le type voile V1

Le calcul sera uniquement pour voile V1, qui est soumis à des efforts internes importants :

Tableau VI. 17 : Donnes de calcule pour voile V1

N étages	h_w (m)	h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	d1,2 (cm)	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	γ_b	γ_s
11	35,72	3,00	3,75	0,17	2,5	25	400	1,2	1,0
Type de système : 4 - Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles									
Qf	**T0 (s)**	**T2 (s)**	**R**	**Type de voile**					
1,25	0,83	0,60	4,50	Voiles élances					
Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant									
Il est nécessaire de modifier les moments fléchissant résultant du calcul de structure									
Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants									
Il est nécessaire de modifier les efforts tranchants résultant du calcul de structure									

VI.4.4 Sollicitations :

Les sollicitations des voiles obtenues par le modèle numérique de logiciel ETABS 22 sont présentées par le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 18 : Les sollicitations des voiles issus d'analyse selon ETABS 22

Niveau	Hi (m)	N_i (KN)	M_i (KN.m)	Vi (KN)
0	**0,00**	-1783,462	4090,4978	959,6013
1	**3,23**	-1600,114	2976,9884	819,5986
2	**6,63**	-1419,63	2107,0136	633,8324
3	**9,86**	-1351,103	1636,49	541,3212
4	**13,09**	-1158,483	1083,8551	415,8081
5	**16,32**	-965,379	725,5421	322,5533
6	**19,55**	-653,5236	1584,9754	275,6209
7	**22,78**	-771,8051	507,2438	225,6778
8	**26,01**	-629,1934	461,5658	178,5442
9	**29,24**	-421,3735	423,0133	165,0317
10	**31,49**	-212,5377	408,1574	114,7385
11	**35,73**	-161,8987	330,2683	114,7385

VI.4.5 Etapes de calcule

Pour déterminer les sollicitations de calcul, on doit suivre les étapes suivantes :

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification du type de voile à calculer.
- Détermination de la hauteur critique du voile.
- Amplification des diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant.
- Déterminer le ferraillage.
- Vérification de ductilité locale.

VI.4.6 Vérification de l'effort normal réduit

La vérification de l'effort normal réduit a déjà été effectuée, voir le tableau (V. 33).

VI.4.7 Vérification de type de voile

D'apres le RPA24 (article 7.7.4) le type des trumeaux ainsi que les voiles comme suit :

- Pour les voiles élancés correspondent à $(\frac{h_w}{l_w}) > 2{,}0$.
- Les voiles courts correspondent à $(\frac{h_w}{l_w}) \leq 2$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $\left(\frac{h_w}{l_w}\right) \leq \frac{2}{3}$.

$$h_w = 35{,}73\ m\ ;\ l_w = 3{,}75m$$

$\frac{h_w}{l_w} = \frac{35{,}73}{3{,}75} = 9{,}58$, Donc : $9{,}58 > 2 \rightarrow$ voile élancé.

VI.4.8 Diagrammes de calcul

Le RPA 2024 exigé pour les structures contenant des voiles élancés un enveloppe de calcul modifiée, pour les moments fléchissant et les efforts tranchants en fonction d'hauteur, déplacée verticalement (décalage) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile :

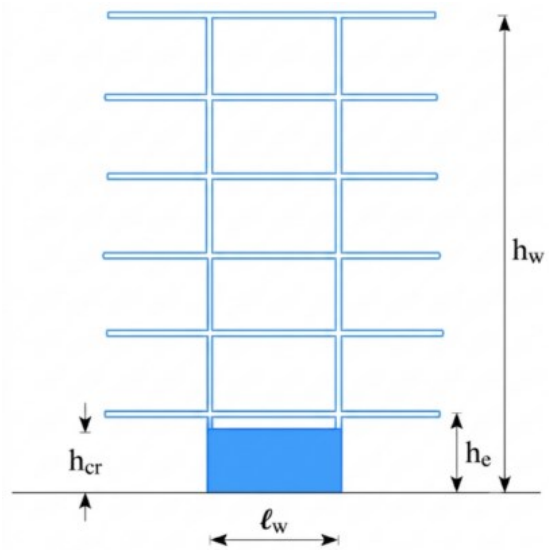


Figure VI. 6 : Zone critique à la base de voile d'apres RPA 2024

VI.4.8.1 Détermination de la hauteur critique h_{cr}

La hauteur h_{cr}, de la zone critique estimée comme suit :

$$h_{cr} = \left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e : pour\ n \leq 6\ niveaux \\ 2h_e : pour\ n > 6\ niveaux \end{cases}$$

Où :

h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

h_w : est la hauteur totale du voile.

- **Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile**

$h_e = 3{,}00m$

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = (\ 3{,}75 ; 5{,}95\ ) \rightarrow h_{cr} = 5{,}95\ m$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 3{,}75 = 7{,}5\ m \\ 2h_e = 6\ m \quad pour \quad n \geq 6\ niveaux \end{cases}$$

Donc : $h_{cr} = 5{,}95\ m$

VI.4.8.2 Diagrammes de calcul du moment fléchissant

Le RPA 2024 introduit un diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, qui est donné par une enveloppe linéaire :

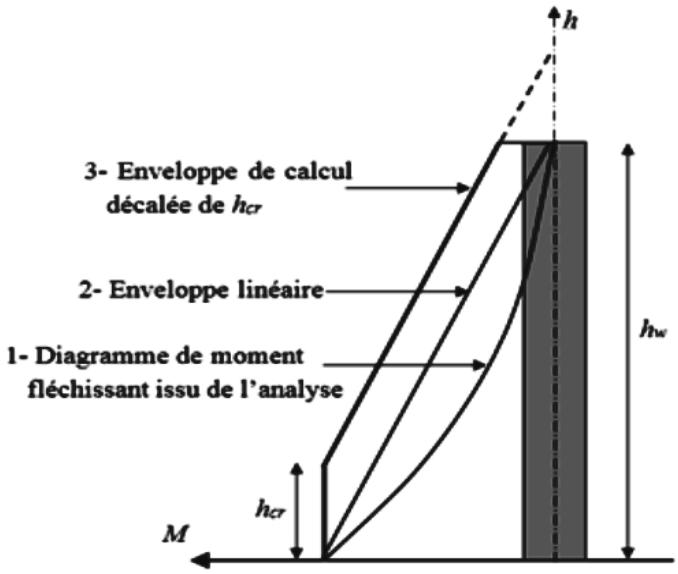


Figure VI. 7 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant selon RPA 2024

➢ **Détermination des équations de courbe de moment fléchissant**

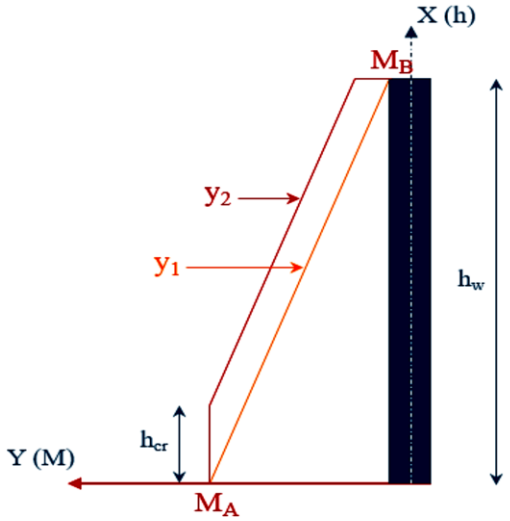


Figure VI. 8 : Courbes de calcul des moments

On a le courbe « **y_1** » est définie sous forme :

$y_1 = a.x + b$, ; avec les conditions aux limites :

$y_1(0) = M_A$ et $y_1(h_w) = M_B$

$\Rightarrow y_1(h_w) = a.h_w + M_A = M_B \Rightarrow a = M_B$

$$\Rightarrow a = \frac{(M_B - M_A)}{h_w}$$

Ainsi, l'équation de y_1 devient :

$$\Rightarrow y_1 = \frac{(M_B - M_A)}{h_w}.(x) + M_A \text{ , avec : } x \in [0; hw]$$

Le décalage de traction de h_{cr} conduit à l'équation suivante pour **y_2** :

$$\Rightarrow y_1 = \frac{(M_B - M_A)}{h_w}.(x - h_{cr}) + M_A \text{ , avec : } x \in [h_{cr}; hw]$$

On a utilisé l'Excel pour tracer le courbe d'enveloppe de calcul pour les moments fléchissant :

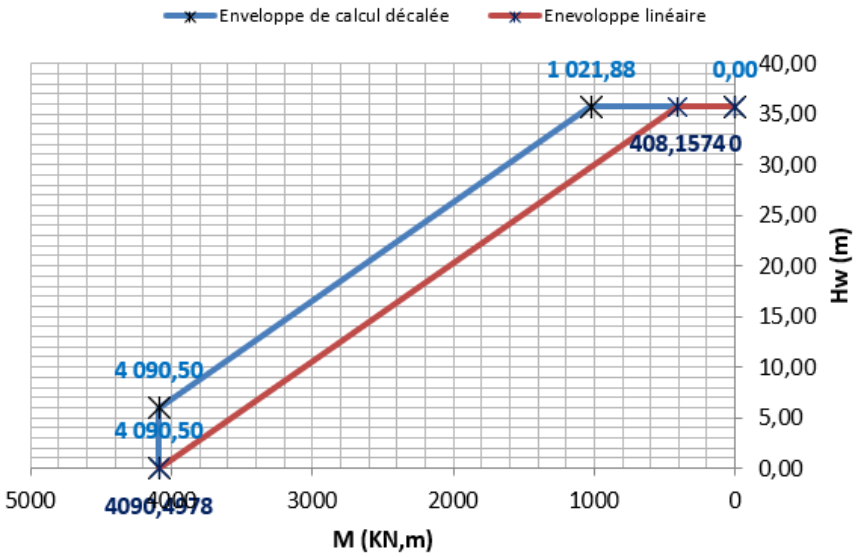


Figure VI. 9 : Enveloppe de calcul et linéaire pour les moments fléchissant pour voile V1

VI.4.8.3 Diagrammes de calcul de l'effort tranchant

Le RPA 2024 introduit aussi une enveloppe de calcul des efforts tranchants :

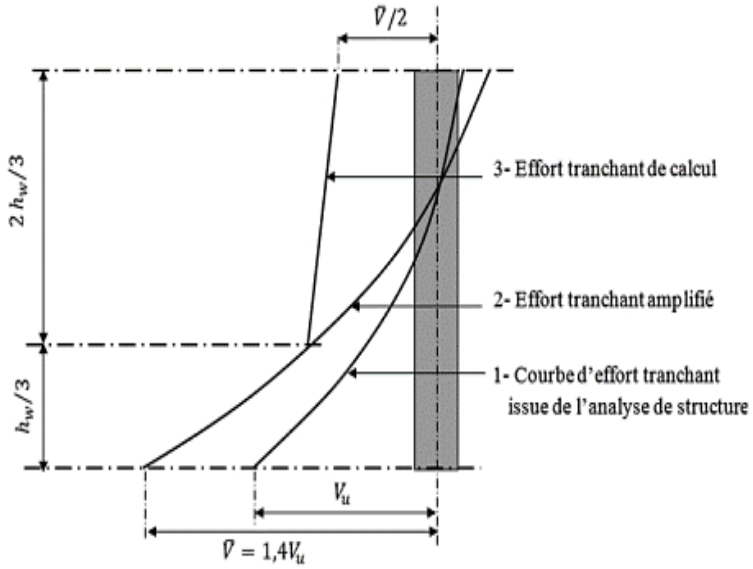


Figure VI. 10 : Enveloppe de calcul d'effort tranchant des systèmes a contreventement mixte

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est établie en trois phases successives :

- La première phase consiste à majorer de 40 % le diagramme initial des efforts tranchants.
- La deuxième phase consiste à conserver cette courbe majorée depuis la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $\frac{h_w}{3}$.
- La troisième phase correspond au tracé d'une enveloppe linéaire reliant le niveau $\frac{h_w}{3}$ au sommet du voile.

➢ **Détermination des équations de courbe d'effort tranchant**

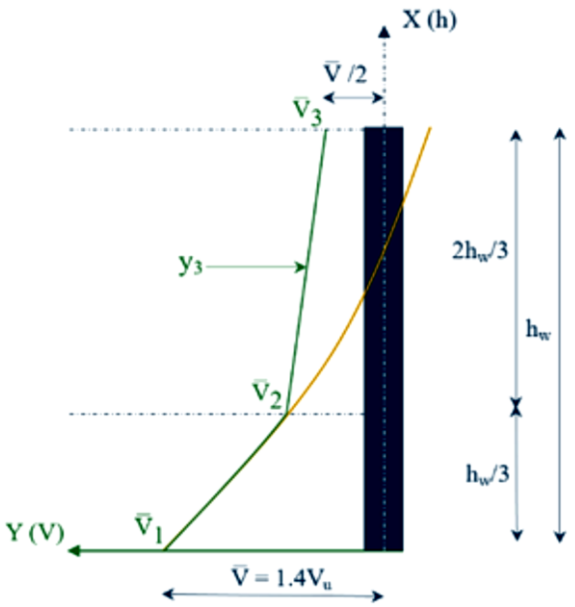


Figure VI. 11 : Courbes de calcul des efforts tranchant

Pour $x \in [0\ ;\ hw/3]$: $y_3 = 1{,}4\ Vu$

Pour $x \in [hw/3\ ;\ h_w]$: On a le courbe « **y3** » est définie sous forme :

$y_3 = a.x + b$

Avec les conditions aux limites :

$$y_3\left(\frac{h_w}{3}\right) = \overline{V_2} = 1{,}4\ Vu$$

$$y_3(h_w) = \overline{V_3} = 0{,}7\ Vu$$

$$y_3(h_w) = a.h_w + 1{,}4\ Vu = 0{,}7\ Vu$$

$$\Rightarrow a = \frac{-0{,}7V_u}{h_w}$$

Ainsi, l'équation de y_3 devient :

$$y_3(h_w) = \frac{-0{,}7V_u}{h_w}.h_w + 1{,}4\ Vu = 0{,}7\ Vu$$

On a utilisé l'Excel pour tracer le courbe d'enveloppe de calcul pour Les efforts tranchants :

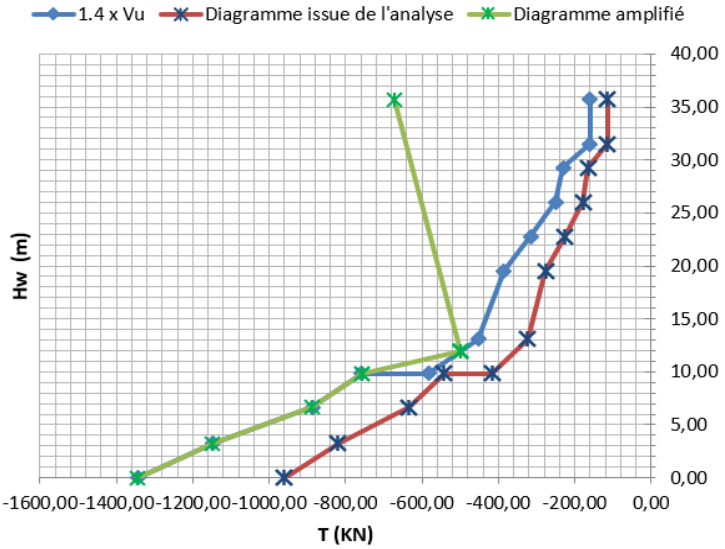


Figure VI. 12 : Enveloppe de calcul et linéaire pour les moments fléchissant pour voile V1

VI.4.9 Calcul de la section des armatures longitudinales

- **Calcule pour voile V1 (l_w = 3,75m)**

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA2024 :

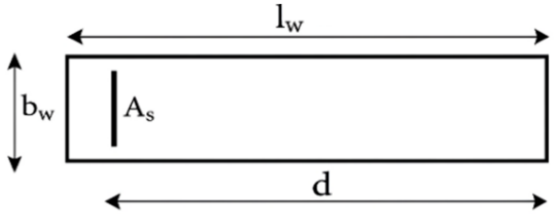


Figure VI. 13 : Section de voile à ferrailler

Avec :

d : hauteur utile de la section, il est pris égale à $0{,}9l_w$ selon les deux versions de RPA.

➢ **Méthode des contraintes**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM), , le calcul se fera sur une bande de longueur :

$$l \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}\right)$$

La méthode implique de déterminer le diagramme des contraintes en se basant sur les sollicitations les plus critiques en utilisant la formule :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

B : Section du voile.

M : Moment fléchissant appliquer.

I : Moment d'inertie.

Y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

➢ **Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement)**

$$\begin{cases} e = 0{,}17 \text{ m} \\ B = 3{,}75 \times 0{,}17 = 0{,}6375 \text{ m}^2 \\ y = \dfrac{L = 3{,}75}{2} = 1{,}875 \text{ m} \end{cases}$$

D'apres le BAEL 91 modifié 99 (Art B.8.4.1) Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha\left(\frac{B_r f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right)$$

- La section réduite du voile : $Br = L \times (e - 0{,}02) = 3{,}75 \times (0{,}17 - 0{,}02) = 0{,}5625 \text{ m}^2$
- Longueur de flambement : $L_f = 0{,}85h = 0{,}85 \times (3{,}40 - 0{,}40) = 2{,}55 \text{ m}$
- Moment d'inertie : $I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{3{,}75 \times 0{,}17^3}{12} = 1{,}54 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1{,}54 \times 10^{-3}}{0{,}6375}} = 0{,}049 \text{ m}$
- L'élancement : $\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{2{,}55}{0{,}049} = 52{,}04 \Longrightarrow 50 \leq \lambda < 70$
- Coefficient α : $\alpha = 0{,}6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0{,}6\left(\frac{50}{52{,}04}\right)^2 = 0{,}55$
- Section d'acier minimale A_s: $A_{s\,min} = 0{,}15\%B = 0{,}15\% \times 0{,}6375 = 9{,}56 \text{ cm}^2$
- $N_u \leq \overline{N_u} = 0{,}55\left(\frac{0{,}5625 \times 25}{0{,}9 \times 1{,}2} + \frac{9{,}56 \times 10^{-4} \times 400}{1}\right) \Longrightarrow N_u \leq \overline{N_u} = 7{,}37 \text{ MN}$
- L'effort normal revenant de l'Etabs (ELU) : $N_u = 2890{,}10 \text{ KN}$

⇒ Donc : $N_u = 2{,}9 \text{ MN} \leq \overline{N_u} = 7{,}37 \text{ MN}$ ..... Condition vérifiée.

➢ **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} N = 1783{,}46\ KN \\ M = 4090{,}60\ KN.m \\ I = \dfrac{e \times L^3}{12} = \dfrac{0{,}17 \times 3{,}75^3}{12} = 0{,}7471\ m^4 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1783{,}46 \times 10^{-3}}{0{,}6375} + \frac{4090{,}60 \times 10^{-3}}{0{,}7471} \times 1{,}875 = 13{,}06\ MPA$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1783{,}46 \times 10^{-3}}{0{,}6375} - \frac{4090{,}60 \times 10^{-3}}{0{,}7471} \times 1{,}875 = -7{,}47\ MPA$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Longrightarrow$ Section est partiellement comprimée (S.P.C)

➢ **Longueur de la zone comprimée**

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3{,}75 \times \frac{13{,}06}{13{,}06 + 7{,}47} = 2{,}39\ m$$

➢ **Longueur de la zone tendue**

$$L_t = L - L_c = 3{,}74 - 2{,}39 = 1{,}36\ m$$

➢ **Largeur de la bande verticale**

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{3}{2}; \frac{2}{3} \times 2{,}39\right) = \min(1{,}5\ ; 1{,}59) = 1{,}5\ m$$

$d_1 = 1{,}5\ m$

$d_1 = 1{,}5\ m > L_t = 1{,}36\ m$, Donc le diagramme est comme suit :

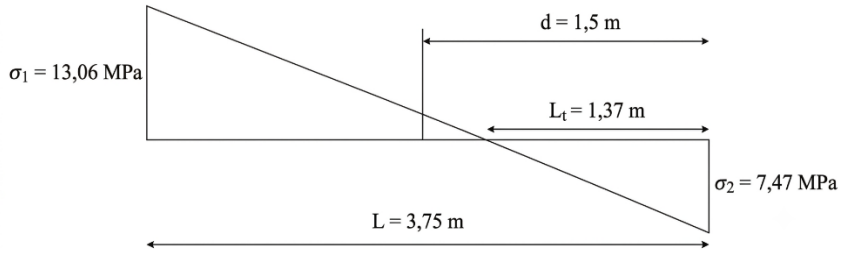


Figure VI. 14 : Diagramme des contraintes Pour voile V1

➢ **Calculons σ_2'**

$$d_2 = L_t - 0{,}25 = 1{,}36 - 0{,}25 = 1{,}11m$$

$$\frac{\sigma_2'}{\sigma_2} = \frac{d_2}{L_t}$$

$$\Rightarrow \sigma_2' = \frac{\sigma_2 \times d_2}{L_t} = \frac{7{,}47 \times}{1{,}37} = 6{,}11 MPa$$

➢ **Contraintes de traction moyennes**

$$\sigma_{moy1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_2'}{2} = \frac{7{,}47 + 6{,}11}{2} = 6{,}79\ MPa$$

$$\sigma_{moy2} = \frac{\sigma_2' + 0}{2} = \frac{6{,}11}{2} = 3{,}06\ MPa$$

➢ **Efforts de traction moyens**

$$N_{t_1} = \sigma_{moy1} \times e \times 0{,}25 = 6{,}79 \times 0{,}17 \times 0{,}25 = 0{,}29 \text{ MN}$$
$$N_{t_2} = \sigma_{moy2} \times e \times 0{,}25 = 3{,}06 \times 0{,}17 \times 0{,}25 = 0{,}13 \text{ MN}$$

➢ **Section d'acier**

$$A_s = \frac{N_{t_1}}{f_{st}} = \frac{0{,}29}{400} = 7{,}25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7{,}25 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_{t_2}}{f_{st}} = \frac{0{,}13}{400} = 3{,}25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3{,}25 \text{ cm}^2$$

➢ **Section totale**

$$A_s = A_s + A'_s = 10{,}50 \text{ cm}^2$$

➢ **Condition de non-fragilité $A_s \geq A_{s\text{-min}}$**

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

$$A_{s\text{-min}} = \frac{0{,}23 \times 17 \times 375 \times 2{,}1}{400} = 7{,}69 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10{,}50 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{-min}}$ ..... Condition vérifier

VI.4.10 Ferraillage des éléments des rives

D'apres le RPA24 (article 7.7.4) les voiles sont calculé en flexion composée. Le béton situé aux extrémités des voiles, appelées éléments de rive, est confiné sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point où le béton atteint une déformation critique considérée égale $\varepsilon_{cu} = 0{,}35\ \%$:

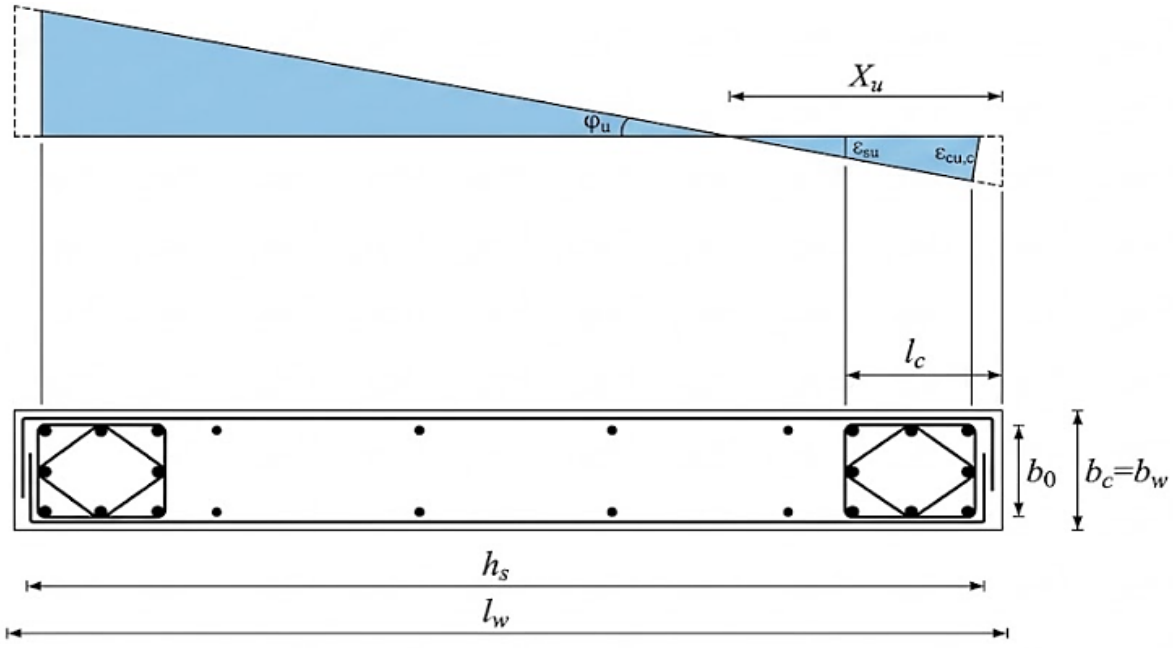


Figure VI. 15 : Éléments de rive pour les voiles

VI.4.10.1 Dimensionnement des éléments de rives

- La longueur l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max(0{,}15 l_w \, ; 1{,}5 \, b_w)$$

Et donc : l'épaisseur b_c doit alors être au moins égale à h_e/10.

Sinon : b_c doit rester supérieure ou égale à h_e/15

h_e représente la hauteur d'étage.

l_w : longueur de voile

b_w : Largeur de l'âme de voile.

L'épaisseur b_c des zones confinées des voiles, doit être plus ou égale de 200 mm

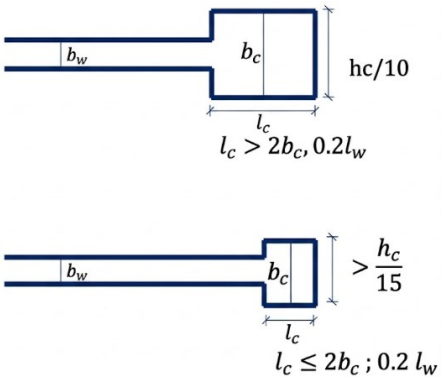


Figure VI. 16 : Epaisseur minimale confinées de rive

➢ **Pour voile V1 : $b_w = 0,17\ cm$; $h_e = 3,00\ m$; $l_w = 3,75\ m$:**

$$l_c \geq max(0{,}15 l_w; 1{,}5 \, b_w)$$

$l_c \geq max(0{,}15 \times 3{,}75 \, ; 1{,}5 \times 0{,}17) \Rightarrow l_c \geq max(0{,}56 \, ; 0{,}2645)$

$l_c \geq 0{,}56\ cm$ On opte pour $l_c = 56\ cm$

$$\text{Si : } l_c = 56\ cm < \max(2b_w \, ; 0{,}2 \, l_w)$$

$l_c = 56\ cm < \max(2 \times 0{,}17 \, ; 0{,}2 \times 3{,}75)$

$l_c = 56\ cm < \max(34cm \, ; 75cm)$ ..... Condion véerifier

$$\text{Si : } b_c > \frac{h_e}{15}$$

Alors $b_c > \frac{h_e}{15} = \frac{3{,}00}{15} = 0{,}2\ m$

Donc on opte : $b_c = 0{,}30\ m > 0{,}2\ m$ ..... Condion véerifier

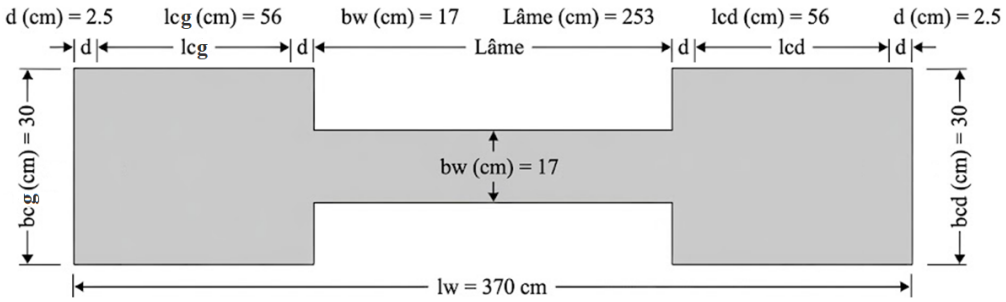


Figure VI. 17 : Dimensionnement des éléments de rives et l'âme

VI.4.10.2 Ferraillage des éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0,5% de la surface de la zone confinée :

$$A_{v\,min} = 0{,}5\% \times l_{cn} \times b_c$$

Avec :

$l_{cn} = l_c + 2 \times \mathrm{d}1{,}2 = 56 + 2 \times 2{,}5$

$A_{v\,min} = 0{,}5\% \times l_{cn} \times b_c = 0{,}5\% \times 61 \times 30 = 9{,}15\ cm^2$

VI.4.10.3 Choix des armatures des éléments de rives

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1\left(\frac{\overline{\mathrm{V}}}{f_e}\right)$$

$\overline{\mathrm{V}} = 1{,}4\ \mathrm{V} = 1{,}4 \times 959{,}60 = 1343{,}44$ KN

$$A_{vj} = 1{,}1\left(\frac{1343{,}44 \times 10^{-3}}{400}\right) = 3{,}694 \times 10^{-3}\ m^2 = 36{,}94\ cm^2$$

A_{vj} : Armatures couture joints reprise coulage.

$\overline{\mathrm{V}}$: Effort tranchant de calcul, $\overline{\mathrm{V}}$ = 1,4 Vu.

Tableau VI. 19 : Choix des armatures des voiles

Voile	As (cm²)	$A_{s\,min}$ (cm²)	A_{vj} (cm²)	Choix	A_{adp} (cm²)
V1	10,50	9,24	36,94	12HA20	37,70

VI.4.10.4 Espacement vertical armatures confinement (St)

- Les armatures verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition :

$$S_t \leq min(b_0/3\ ;\ 12{,}5\ cm\ ;\ 6\phi_l)$$

b_0 : Largeur nette de la zone confinée, mesurée entre les nus extérieurs des armatures.

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive : $\varphi_l \geq 12$ mm.

$S_t \leq min\left(\frac{b_0}{3}; 12{,}5\ cm\ ; 6\varphi_l\right)$.

$S_t \leq min\left(\frac{25}{3} = 8{,}33cm\ ; 12{,}5\ cm\ ; 6 \times 1{,}6 = 9{,}6cm\right)$

$\Rightarrow\ S_t \leq 8{,}33\ cm$.

On adopte :

$St\ = 8$ cm.

VI.4.10.5 Section minimale des armatures de confinement

- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm.
- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0{,}09 \times s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0{,}3 \times s_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

S_t : L'espacement vertical pour Les armatures de confinements.

$(\frac{A_g}{A_c})$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d1{,}2) \times b_c = (56 + 2 \times 2{,}5) \times 25 = 1830\ cm^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 56 \times 25 = 1400\ cm^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0{,}09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0{,}09 \times 8 \times 25 \times \frac{25}{400} = 0{,}09\ cm^2$$

$$A_t \geq 0{,}3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0{,}3 \times 8 \times 25 \times \left(\frac{1830}{1400} - 1\right) \times \frac{25}{400} = 1{,}15\ cm^2$$

$A_t = 1{,}57\ cm^2 \Longrightarrow A_t \geq 1{,}15 cm^2$ Donc on adopte : 6HA8 $= 3{,}02\ cm^2$ (3 cader)

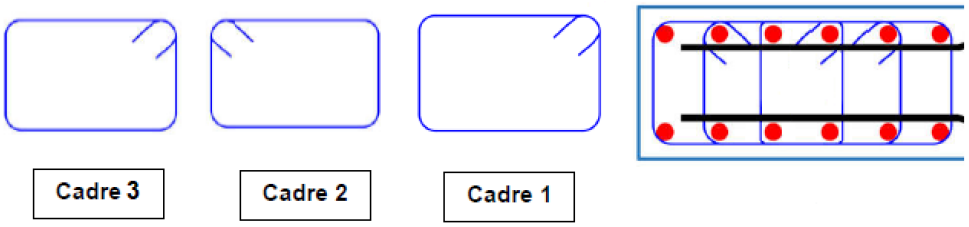


Figure VI. 18 : Schéma de ferraillage l'élément de rive

VI.4.10.6 Ferraillage de l'âme

Les armatures d'âme doivent être constituées de 2 nappes de barres présentant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliées entre elles par des étriers espacés d'environ 500 mm.

- **Aciers verticaux :** Le diamètre maximal des armatures d'âme, noté φmax, doit satisfaire aux conditions réglementaires prescrites :

$$8\ \text{mm} \leq \emptyset_{\max} \leq b_w/8$$

$8\ \text{mm} \leq \emptyset_{\max} \leq 21{,}25\ mm \Rightarrow \emptyset_{\max} = 12\ mm$

Pour Lâme = 253 cm, et espacement = 25 cm on adopte : 2 × (11HA12) ou As = 24,88 cm^2

- **Espacement maximal**

$$S_{t_{\max}} \leq \min(250\ \text{mm} ; 25\ \emptyset_{l\,\min})$$

$\Longrightarrow S_{t_{\max}} \leq \min(25\ \text{cm} ; 25 \times 1{,}2\ \text{cm}) \Longrightarrow S_{t_{\max}} \leq \min(25\ \text{cm} ; 30\ \text{cm})$

On chisir : St = 25 cm

- **Aciers horizontaux**

$$A_h \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \times S_t$$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

$\overline{V}$: Effort tranchant de calcul où : $\overline{V} = 1{,}4\ V = 1{,}4 \times 959{,}60 = 1343{,}44$ KN

z : Distance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

$$A_h \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \times st \Rightarrow A_h \geq \frac{979{,}60 \times 10^{-3}}{3{,}14 \times 400} \times 0{,}25 = 1{,}95 \times 10^{-3} m^2 = 1{,}95\ cm^2$$

$A_h \geq 1{,}95\ cm^2$, Donc on adopte : (3HA10) ou As = 2,36 cm^2

VI.4.11 Vérification des contraintes limites de cisaillement

En addition aux spécifications du (Art 7.3 RPA 2024), la contrainte de cisaillements dans le béton et limitée selon équations suivants :

$$\tau_b \leq 0{,}2\ f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d}$, avec :

Cette contrainte est limitée par : $\tau_b = 0{,}2\ \times f_{c28} = 0{,}2 \times 25 = 5\ MPa$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{1343{,}44 \times 10^{-3}}{0{,}17 \times 3{,}375} = 1{,}71 Mpa$$

$\tau_b = 1{,}71$ MPa ≤ 5 MPa .....Condition vérifier.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.12 Vérification des conditions de ductilité locale

VI.4.12.1 Longueur comprimée des parties de rive

D'apres le RPA24 v2024 Art 7.7.5, Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive $l_{c.calcul}$ est égale :

$$l_{c.calcul} = x_u . \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit être supérieure à :

$$\max (0{,}15\ l_w ; 1{,}5\ b_w)$$

La position de l'axe neutre x_u, associée à la courbure ultime après l'éclatement du béton et située en dehors du noyau confiné des éléments de rive, peut être déterminée à l'aide de la relation suivante

$$x_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

w_v : Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes.

➢ **Pour voile V1 (l_w = 3,75m)**

$b_c = 30\ cm\ ; b_0 = 25\ cm\ ;\ l_w = 3{,}75\ m$

$\mathrm{N_d} = 1783{,}46\ \mathrm{KN}$

$$v_d = \frac{N}{b_w \times l_w \times \mathrm{f_{c28}}} \leq 0{,}4$$

$$\Rightarrow v_d = \frac{1783{,}46 \times 10^{-3}}{0{,}17 \times 3{,}75 \times 25} = 0{,}11 \leq 0{,}4$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

A_{sv} : Section de ferraillage correspondant à la section de l'âme du voile.

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton a la compression.

$$\Rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \times \frac{1{,}2}{1} = 19{,}2$$

$$\Rightarrow \omega_v = \frac{24{,}88}{(375 - 2 \times 56) \times 17} \times 19{,}2 = 0{,}11$$

VI.4.12.2 Raccourcissement limite à la rupture, du béton comprimé

$$\varepsilon_{cu.c} = 0{,}0035 + 0{,}1\alpha\omega_{wd}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0{,}0035$

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

VI.4.12.3 Rapport mécanique en volume des armatures de confinement

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, dans les éléments de rive et égale :

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ des\ armateures\ des\ confinement}{voume\ au\ en\ béton} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}) :

$V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_C$

$\Rightarrow V_{nc} = 595 \times 25 \times 56 = 833466{,}67\ cm^3$

Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \emptyset_l \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre + étrier + épingle).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (h_{cr}).

En utilisant le schéma du ferraillage des éléments de rive voire la figure (VI.18) :

$$L = L_1(\text{cader 1}) + L_2(\text{cader 2}) + L_3(\text{cader 3})$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{2} \times 2 + 5 + 5) + (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (25 \times 2 + \frac{56}{2} \times 2 + 5 + 5) + (25 \times 2 + \frac{56}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 330 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{l_{cr} - 10cm}{s_t}$$

$$\Rightarrow N_{br} = \frac{h_{Cr} - 10cm}{s_t} = \frac{595 - 10cm}{8} = 73\ cadre.$$

$$V_{st} = L \times \emptyset_l \times N_{br}$$

$$\Rightarrow V_{st} = 330 \times 0{,}8 \times 73 = 12108{,}95\ cm^3$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = \frac{12108{,}95}{833466{,}67} \times 19{,}2 = 0{,}2789.$$

D'apres le RPA24 v2024 art 7.7.5, il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0,12 dans la zone critique à la base du voile.

$0{,}2789 > 0{,}12$ ..... Condition vérifiée.

VI.4.12.4 Coefficient d'efficacité du confinement α

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0}\right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales par des armatures de confinement ou des épingles.

bi : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

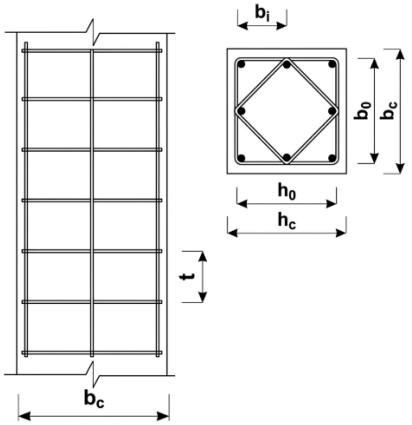


Figure VI. 19 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024).

$n = 14\ bars\ ; b_i = 10\ cm\ ; b_0 = 25\ cm\ ;\ t = 8\ cm\ ; l_c = 56\ cm$

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0}\right) = 1 - 14 \times \left(\frac{10^2}{6 \times 25 \times 51}\right) = 0{,}83 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \times 25}\right)\left(1 - \frac{8}{2 \times 56}\right) = 0{,}78 \end{cases}$$

$\alpha = (\alpha_n \,.\, \alpha_s) = 0{,}83 \times 0{,}78 = 0{,}65$

Donc :

$\varepsilon_{cu.c} = 0{,}0035 + 0{,}1\alpha\omega_{wd} = 0{,}0035 + 0{,}1 \times 0{,}65 \times 0{,}2789 = 0{,}02$

$x_u = (v_d + w_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0} = (0{,}11 + 0{,}11) \times \frac{375 \times 30}{25} = 99$ cm

Soit donc :

$l_{c.calcul} = x_u \,.\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right) = 99 \,.\left(1 - \frac{0{,}0035}{0{,}02}\right) = 81{,}675$ cm

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit âtre supérieure à max (0,15 l_w ; 1,5 b_w)

$max(0{,}15 l_w\ ; 1{,}5\ b_w) = (0{,}15 \times 375\ ; 1{,}5 \times 17\ ) = (56{,}25\ \ ; 25{,}5\ \ ) = 56{,}25\ cm$

$l_{c.calcul} = 81{,}675 > 56{,}25\ cm$ ..... Condition vérifiée

VI.4.12.5 Volumes sur la hauteur critique hcr = 5,95 m

D'apres le RPA24 v 2024 Art 7.7.5, on doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_\varphi \times (v_d + \omega_V) + \varepsilon_{sy} \times d \times \frac{b_c}{b_0} - 0{,}035$$

μ_φ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ε_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{Sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

Es : module d'élasticité de l'acier.

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égale à $(\alpha_n\ ; \alpha_s)$ avec :

- **Requise du coefficient de ductilité en courbure μ_φ**

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_φ) peut âtre détermine en fonction du période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/QF) et du rapport ($\frac{M_{ED}}{M_{RD}}$).

$$\mu_\varphi \begin{cases} 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & Si \quad T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2\left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] . \frac{T_2}{T_0} & Si \quad T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse de l'enveloppe décalée de h_{cr} à la base.

M_{RD} est le moment de résistance à la flexion de calcul.

$$T_0 = 0{,}83\ s > T_2 = 0{,}6\ s$$

$$Alors : \mu_\varphi = 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1$$

R = 4,5 ; $Q_F = 1{,}25$

$M_{ED} = 4090{,}50\ KN.m$

$M_{RD} = 8327{,}30\ KN.m$

$$\mu_\varphi = 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 \ = 2 \times \left(\frac{4{,}5}{1{,}25} \times \frac{4090{,}50}{8327{,}30}\right) - 1 = 2{,}54$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2000000} = 0{,}002$$

$$30\mu_\varphi.(v_d + w_v).\varepsilon_{syd}.\frac{b_c}{b_0} - 0{,}035$$

$$\Rightarrow 30 \times 2{,}54(0{,}11 + 0{,}11) \times 0{,}002 \times \frac{0{,}3}{0{,}25} - 0{,}035 = \ 0{,}005$$

$\alpha\omega_{wd} = 0{,}65 \times 0{,}2789 = 0{,}18 > 0{,}005$ .....Condition vérifiée.

VI.4.13 Ferraillage de la zone supérieur

Tableau VI. 20 : Calcule de ferraillage longitudinal de la zone supérieur

Zone	N_i(KN)	M_i(KN.m)	T_i [KN]	σ_T(MPa)	σ_C(MPa)	L_T (m)	F (KN)
I (S-SOL +RDC +E1+E2)	1783,46	4090,50	-1343,4	-7,47	13,06	1,36	866,07
II (E3+E4 +E5+E6)	965,38	3354,79	-507,81	-6,91	9,93	1,54	903,93
III (E7+E8+E9)	629,19	2022,88	-601,35	-4,09	6,06	1,51	525,30

Tableau VI. 21 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive de la zone supérieur

Zone	$A_{s\ cal}$ (cm²)	A_{sv}min (cm²)	A_v (cm²)	Choix	A_s (cm²)	h
I (S-SOL+RDC +E1+E2)	18,20	9,15	36,94	12HA20	37,70	Critique
II (E3+E4 +E5+E6)	14,65	9,15	22,60	12HA16	24,13	Supérieure
III (E7+E8+E9)	7,72	9,15	8,40	6HA14	9,24	Supérieure

Tableau VI. 22 : Résultats de ferraillage longitudinal de l'âme de la zone supérieur

Zone	A_v (cm²)	A_h (cm²)	A_{hmin} (cm²)	Choix	A_s (cm²)	h
I (S-SOL+RDC +E1+E2)	11HA12	1,95	0,51	3HA10	2,36	Critique
II (E3+E4 +E5+E6)	As 24,88 cm^2	0,39	0,51	3HA10	2,36	Superieure
III(E7+E8+E9)		0,14	0,51	3HA10	2,36	Superieure

VI.4.14 Schéma de ferraillage

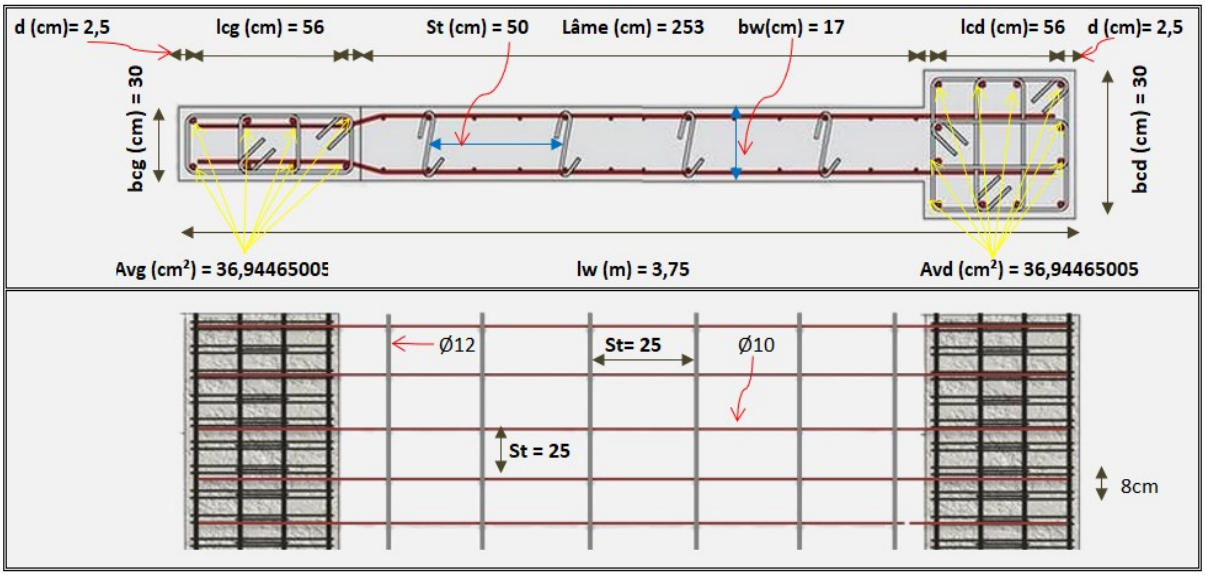


Figure VI. 20 : Schéma de ferraillage du voile V1

VI.4.15 Ferraillage du voile type 02 (V10 = 3,20 m)

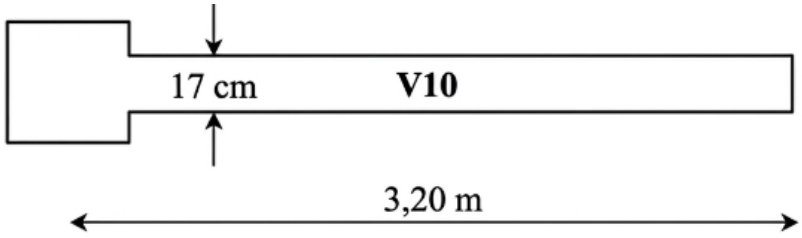


Figure VI. 21 : Sheema du voile type 02 (V10 = 3,20 m)

VI.4.15.1 Donnes de calcule pour voile V10

Le calcul sera uniquement pour voile V10, qui est soumis à des efforts internes importants :

Tableau VI. 23 : Donnes de calcule pour voile V1

N étages	h_w (m)	h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	d1,2 (cm)	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	γ_b	γ_s
11	35,72	3,00	3,20	0,17	2,5	25	400	1,2	1,0
Type de système : 4 - Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles									
Qf	**T0 (s)**	**T2 (s)**	**R**	**Type de voile**					
1,25	0,83	0,60	4,50	Voiles élances					
Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant									
Il est nécessaire de modifier les moments fléchissant résultant du calcul de structure									
Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants									
Il est nécessaire de modifier les efforts tranchants résultant du calcul de structure									

VI.4.15.2 Sollicitations

Les sollicitations des voiles obtenues par le modèle numérique de logiciel ETABS 22 sont présentées par le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 24 : Les sollicitations des voiles issus d'analyse selon ETABS 22

Niveau	Hi (m)	N_i (KN)	M_i (KN.m)	Vi (KN)
0	**0,00**	-1223,4574	748,6445	223,7844
1	**3,23**	-1048,7982	646,6257	222,7199
2	**6,63**	-896,6997	546,0049	211,8274
3	**9,86**	-761,4319	516,646	196,5299
4	**13,09**	-672,7599	396,6777	177,6139
5	**16,32**	-567,4856	321,0956	176,6197
6	**19,55**	-467,3896	263,4594	160,3612
7	**22,78**	-374,5885	257,4904	136,6873
8	**26,01**	-301,4262	215,9066	109,1531
9	**29,24**	-203,9909	125,3291	97,4349
10	**31,49**	-98,4463	88,1499	79,3519
11	**35,73**	-57,935	82,1568	79,3519

VI.4.15.3 Diagrammes de calcul

$$h_{critique}\ (m) = 55{,}95\ m$$

VI.4.15.4 Diagrammes de calcul du moment fléchissant

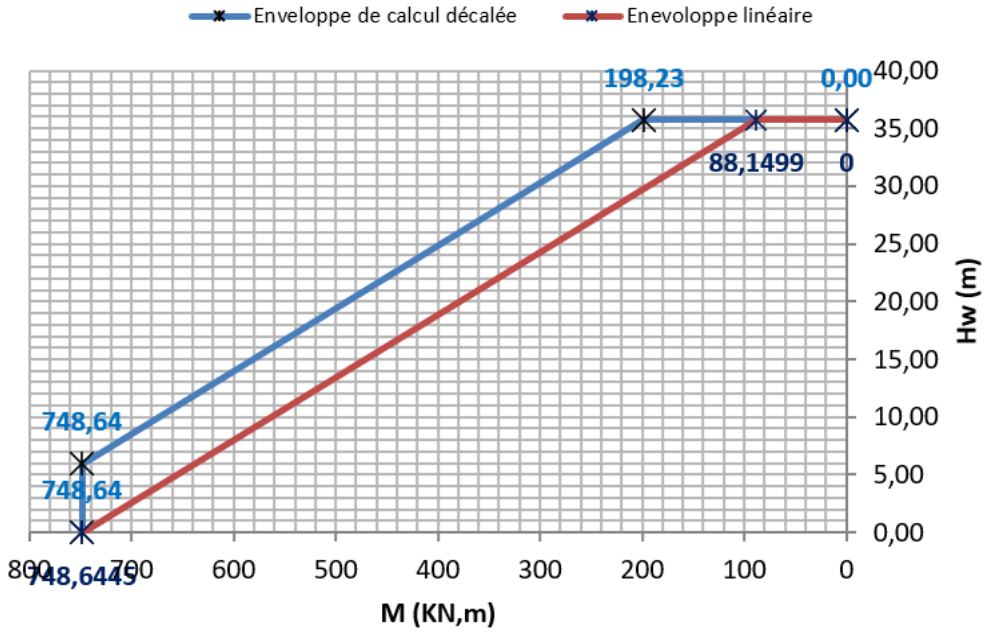


Figure VI. 22 : Enveloppe de calcul et linéaire pour les moments fléchissant pour voile V10

VI.4.15.5 Diagrammes de calcul de l'effort tranchant

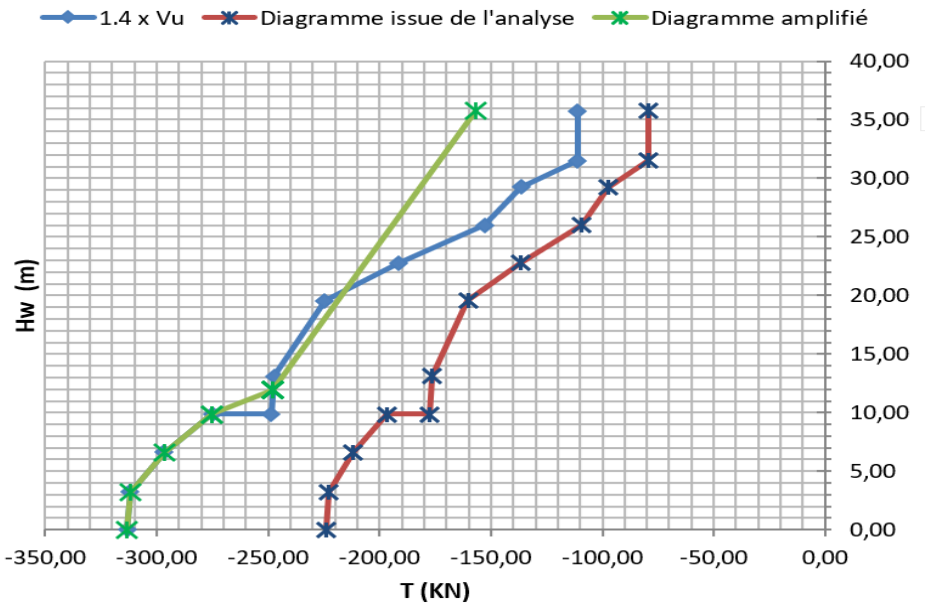


Figure VI. 23 : Enveloppe de calcul et linéaire pour les efforts tranchants pour voile V10

VI.4.15.6 Ferraillage des éléments de rive dans la zone critique

Tableau VI. 25 : Tableau récupératif du ferraillage des éléments de rive dans la zone critique

Donnes	Elément de rive gauche	Elément de rive droite
$Ø_{lmin}$ (cm)	1,20	1,40
$l_{c,choisi}$ (cm)	48,00	48,00
$b_{c,choisi}$ (cm)	20,00	30,00
l_{cg} (cm)	48,00	48,00
b_{cg} (cm)	20,00	20,00
b_0 (cm)	15,00	25,00
St_{max} (cm)	5,00	8,00
Ag (cm²)	1060,00	1590,00
Ac (cm²)	720,00	1200,00
At (cm²)	0,66	1,22
A_{vcalc} (cm²)	9,24	21,23
A_{vmin} (cm²)	5,30	7,95
Avj (cm²)	8,62	8,62
Avg (cm²)	9,24	21,23
Choix	9 HA 12	14 HA 14
$A_{s\ adopté}$ (cm²)	10,18	21,55

VI.4.15.7 Ferraillage de l'âme

Tableau VI. 26 : Tableau récupératif du ferraillage de l'âme

L'âme (aciers verticaux)		L'âme (aciers horizontaux)	
$Ø_l$ (cm)	1,00	$Ø_l$ (cm)	0,80
$S_{vchoisi}$ (cm)	25,00	Sh_{choisi} (cm)	25,00
S_{vmax} (cm)	25,00	Sh_{max} (cm)	25,00
$Ø_{lmin}$ (cm)	0,80	Z (cm)	267,00
$Ø_{lmax}$ (cm)	2,13	$Ø_{lmax}$ (cm)	2,13
A_{vmin} (cm²)/e=25cm	0,85	Ahmin (cm²)/e=25cm	0,85
Asv (cm²)/L =214cm	14,14	Ash (cm²)/h =595,33cm	24,13
Choix	10 HA 14	Choix	3 HA 10
$A_{s\ adopté}$ (cm²)	15,39	$A_{s\ adopté}$ (cm²)	2,36
$\tau_b = 0,64$ (MPa) < $\tau_{adm} = 5$ (MPa)		Condition vérifie	

VI.4.15.8 Vérification des conditions de ductilité locale

a) Donnes de l'élement de rive

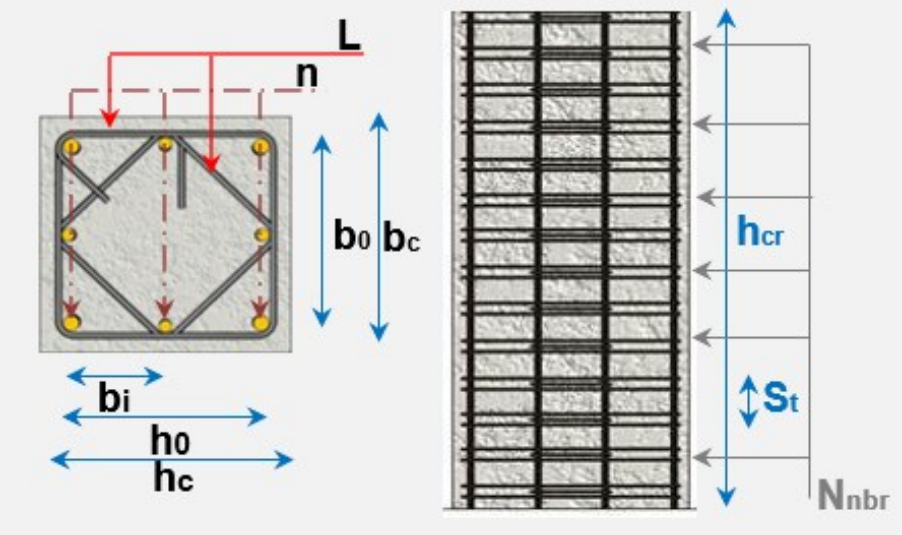


Figure VI. 24 : Donnes de l'élement de rive

Tableau VI. 27 : Donnes de l'élement de rive gauche et droite pour voile V10

	Elément gauche	Elément droite
n	10	14
b_i (cm)	6,00	10,00
L (cm)	280,00	340,00
$Ø_l$ (cm)	0,80	0,80
N_{nbr}	117	73
S_t (cm)	5,00	8,00
b_c (cm)	20,00	30,00
b_0 (cm)	15,00	25,00
h_c (cm)	53,00	53,00
h_0 (cm)	48,00	48,00

b) Vérification de ductilité locale

Tableau VI. 28 :Vérification de ductilité locale l'élement de rive gauche et droite pour voile V10

	Elément gauche	Elément droite
ν_d (KN)	0,09	0,09
Fyd / F_{cd}	19,20	19,20
ω_v	0,07	0,07
χ_u	68,27	61,44
V_{nc} (cm^3)	428640,00	7414400,00
V_{st} (cm^3)	16466,97	12475,89
ε_{cu}	0,0035	
μ_ϕ	0,87	0,87
α_n	0,92	0,81
αs	0,79	0,77
α	0,72	0,62
$\varepsilon_{cu,c}$	0,06	0,2
ε_{sy}	0,002	
ω_{wd}	0,7376	0,335
$\omega wd > 12$	C.V	C.V
ω_{wd} (min)	-0,0329	-0,0403
$l_{c,calcul}$ (cm)	64,07	52,59
Vérification	C.V	C.V

VI.4.15.9 Ferraillage de la zone supérieur

Tableau VI. 29 : Calcule de ferraillage longitudinal de la zone supérieur

Zone	N_i(KN)	M_i(KN.m)	T_i [KN]	σ_T(MPa)	σ_C(MPa)	L_T (m)	F (KN)
I (S-SOL +RDC +E1+E2)	1223,46	748,64	-313,30	-0,33	4,83	0,21	5,75
II (E3+E4 +E5+E6)	567,49	616,68	-243,26	-1,08	3,17	0,81	74,63
III (E7+E8+E9)	301,43	377,78	-193,83	-0,75	1,86	0,92	58,65

Tableau VI. 30 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive droite

Zone	$A_{s\,cal}$ (cm²)	A_{svmin} (cm²)	A_v (cm²)	Choix	A_s (cm²)	h
I (S-SOL+RDC +E1+E2)	21,23	5,30	21,23	14HA14	21,55	Critique
II (E3+E4 +E5+E6)	12,43	5,30	12,43	12HA12	13,57	Supérieure
III (E7+E8+E9)	6,35	5,30	6,35	8HA12	9,05	Supérieure

Tableau VI. 31 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive gauche

Zone	$A_{s\,cal}$ (cm²)	A_{svmin} (cm²)	A_v (cm²)	Choix	A_s (cm²)	h
I (S-SOL+RDC +E1+E2)	9,24	7,95	9,24	9 HA 12	10,18	Critique
II (E3+E4 +E5+E6)	7,78	7,95	7,95	8HA12	9,05	Supérieure
III (E7+E8+E9)	5,23	7,95	7,95	8HA12	9,05	Supérieure

Tableau VI. 32 : Résultats de ferraillage longitudinal de l'âme de la zone supérieur

Zone	A_v (cm²)	A_h (cm²)	A_{hmin} (cm²)	Choix	A_s (cm²)	h
I (S-SOL+RDC +E1+E2)	10HA14	0,44	0,51	3HA10	2,36	Critique
II (E3+E4 +E5+E6)	As 15,39 cm^2	0,34	0,51	3HA10	2,36	Superieure
III(E7+E8+E9)		0,27	0,51	3HA10	2,36	Superieure

VI.4.15.10 Sheema de ferraillage

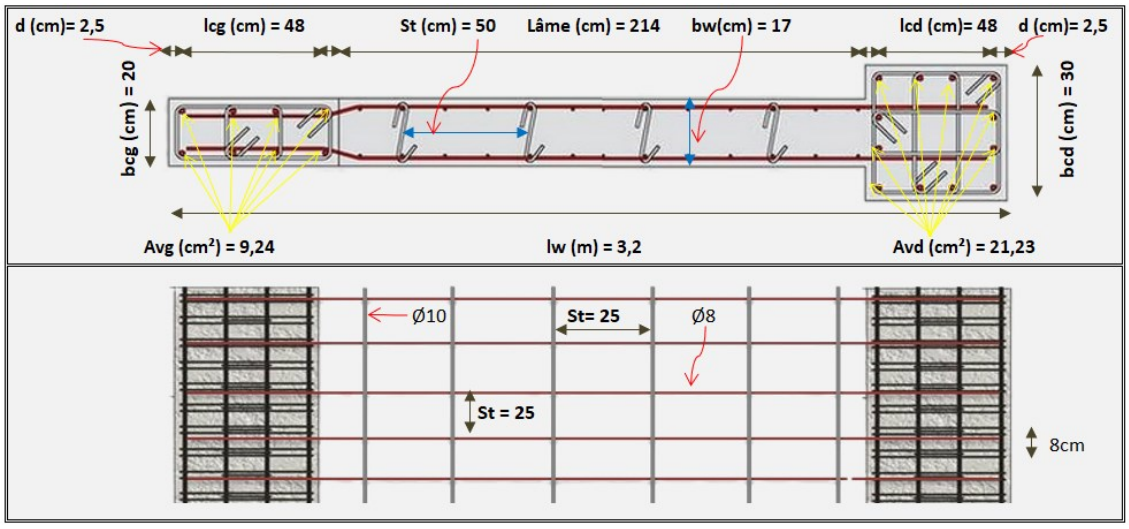


Figure VI. 25 : Schéma de ferraillage du voile V10

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

L'infrastructure désigne la partie inférieure d'un ouvrage, qui repose sur le sol d'assise et assure la transmission de l'ensemble des charges provenant de la superstructure. Cette transmission peut s'effectuer soit directement, comme dans le cas des semelles isolées, des semelles filantes ou des radiers, soit par l'intermédiaire d'éléments intermédiaires tels que les semelles sur pieux.

VII.2 Etude 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 sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1{,}5\ bars$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.
- Site classé comme un site meuble $S3$.
- Ancrage des fondations : $Z = 3\ m$.

VII.3 Etude des fondations

Les fondations constituent la base d'un ouvrage en contact direct avec le sol d'assise. Leur rôle principal est d'assurer la transmission au terrain de l'ensemble des charges et surcharges auxquelles l'ouvrage est soumis.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Les fondations doivent être en équilibre sous :
- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

VII.3.1 Choix du type de fondation

Le choix du typa de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol (σ_{sol}).
- Charges qui leur sont transmises.
- Profondeur du bon sol.
- L'aspect économique.
- Facilité d'exécution (coffrage).

VII.3.2 Justification pour le choix des fondations

VII.3.2.1 Semelles isolées

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A \times B} \Longrightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

A, B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.

N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle.

Afin de dimensionner la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'état limite de service (ELS), nous nous basons sur les résultats fournis par le logiciel, en retenant la charge appliquée au poteau le plus sollicité.

$$N_{ser} = 1748{,}10\ KN$$

$$avec : \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1748{,}10}{150}} = 3{,}41\ m$$

Pour (36 Poteau / étage) : $S_{semelle} = 36 \times 3{,}41^2 = 419{,}54\ m^2$

La surface du bâtiment, notée $S_{batiment}$, sera extraite à partir du plan architectural en utilisant le logiciel AutoCAD, en exploitant certaines de ses fonctionnalités.

$S_{batiment} = 420{,}63\ m^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batitiment}} \times 100 = \frac{419{,}54}{420{,}63} \times 100 = 99{,}74\% \geq 50\%$$

On en déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface du bâtiment

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2,10 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2.2 Semelle filante

Il faut que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{B.L} \Longrightarrow B.L \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voile à la base à ELS, On choisit la fille le plus sollicité " l'axe F " :

$$N_{ser} = \sum N_{ser\,i} = 1567{,}8 + 1477{,}7 + 1462{,}50 + 1443{,}70 + 1388{,}30 + 1116{,}70 + 1353{,}9$$

$$N_{ser} = 58396{,}6K$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{58396{,}6}{150 \times 23{,}10} = 16{,}85\ m$$

Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un radier.

VII.3.3 Prédimensionnement du radier

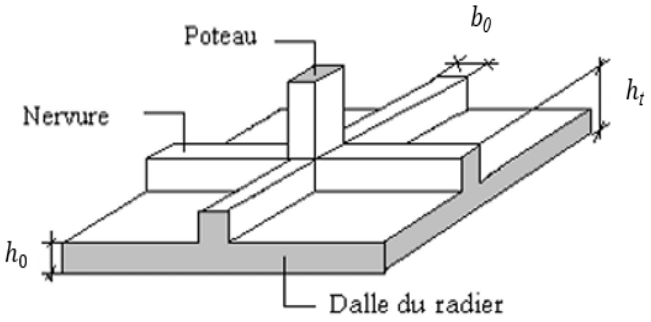


Figure VII. 1 : Radier nervuré

Le radier est assimilé à un plancher nervuré reversé soumis à la réaction du sol. Son Prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Pour la nervure qui une section en T, on a :

- **Epaisseur de la dalle du radier**

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

$L_{\max}$: La plus grande portée de la dalle entre nus ($485\ cm$)

$$\frac{485}{35} \leq h_0 \leq \frac{485}{30} \Longrightarrow 13{,}85 \leq h_0 \leq 16{,}67 \longrightarrow h_0 = 15\ \text{cm}\ \text{, on adopte}\ h_0 = 50\ \text{cm}$$

- **Largeur de la nervure**

$b_0 \geq b_{poteau} \Longrightarrow b_0 \geq 0{,}60\ m$, On adopte $b_0 = 0{,}60\ m$

- **Hauteur de la nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 48{,}5\ cm\ \text{, on adopte}\ h_0 = 50\ \text{cm}$$

- **Calcul le débordement D**

$$D \geq max\left(\frac{h_0}{2}\ ; 30cm\right) = max\left(\frac{50}{2}\ ; 30cm\right) = 30\ cm$$

Pour le débord, s'il y a possibilité de la réalisation, les règles de l'art préconise des largures entre 50cm et 150 cm, On prend un débord de 50 cm, cependant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela permis.

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut s'assurer que le radier est de type rigide, pour cela la hauteur totale " h_t" de la nervure doit satisfaire la condition de la longueur élastique :

$$L_{\max} = \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e: est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

I : Inertie de la semelle

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

E : Module d'élasticité différé du béton: $E_d = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}87\ MPa.$

b : Largeur du radier (bande de 1m).

K : coefficient de raideur du sol, $K = 18\ MPa/m$ (sol de densité moyenne).

Afin de simplifier les calculs, on considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire de largeur $b_0 = 0{,}60\ m$ et de hauteur h_t à déterminer comme suit :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times {L_{max}}^4 \times \mathrm{K}}{\mathrm{E} \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 18 \times 4{,}60^4}{10818{,}87 \times 3{,}14^4}} = 0{,}72\ \mathrm{m}$$

On adopte : $h_t = 100\ \mathrm{cm}$

VII.3.4 Modélisation du radier sous ETABS

Le calcul des efforts agissant sur le radier a été effectué en modélisant par des éléments de type plaque, connectés à des éléments linéaires représentant les nervures. Le chargement appliqué correspond aux réactions du sol, issues des efforts transmis par la superstructure via les poteaux et les voiles porteurs. L'ensemble de cette modélisation a été réalisé à l'aide du logiciel ETABS 22, qui offre une analyse précise et adaptée à ce type d'ouvrages.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathrm{G} + 0{,}3\mathrm{Q} \pm 1{,}4\mathrm{E}_1 \\ \mathrm{G} + 0{,}3\mathrm{Q} \pm 1{,}4\mathrm{E}_2 \end{cases} \text{ ; et : } \begin{cases} \mathrm{E}_1 = \pm\mathrm{E}_x \pm 0{,}3\mathrm{E}_y \\ \mathrm{E}_2 = \pm 0{,}3\mathrm{E}_x \pm \mathrm{E}_y \end{cases}$$

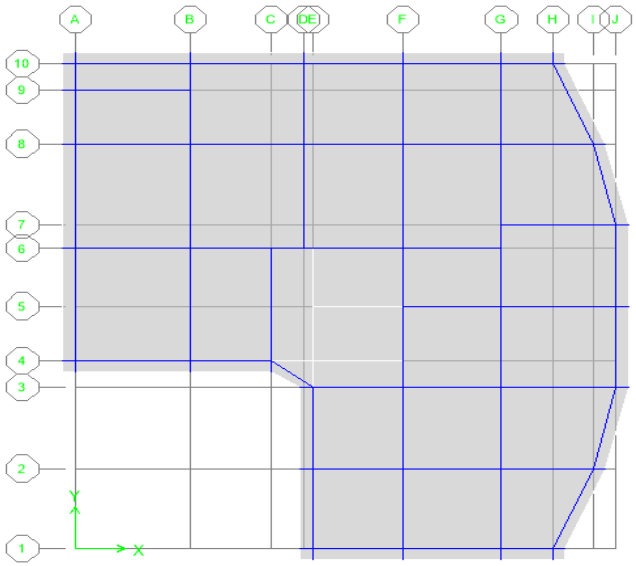


Figure VII. 2 : Représentation en plan du radier modélisé sous ETABS

VII.3.5 Vérifications réglementaires du radier

VII.3.5.1 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité ($2406{,}24\ KN$).

U_c : Le périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur totale du radier.

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0{,}6 + 0{,}6 + 2 \times 1) = 6{,}4 \text{ m}$$

Donc :

$$N_u = 2{,}41\ MN \leq 0{,}045 \times 6{,}4 \times 0{,}5 \times \frac{25}{1{,}5} = 2{,}50 MN$$

Donc le radier est stable vis-à-vis du risque du poinçonnement

VII.3.5.2 Vérification de non soulèvement (effet de sous pression)

La vérification de la stabilité du bâtiment vis-à-vis du soulèvement dû à la poussée hydrostatique constitue une étape indispensable. Cette vérification consiste à s'assurer que la condition suivante est satisfaite :

$$W_{\text{totale}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

$S_{radier} = 451{,}325\ m^2$

Avec :

W_{totale} : Poids propre total du bâtiment radier

F_s: Facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1{,}5$)

γ_w: Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 KN/m^3$)

Z: Profondeur du bâtiment ($Z = 3m$)

$$W_{\text{totale}} = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radier}}$$

$W_{\text{bâtiment}} = 62373{,}32\ KN$

$W_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h \times \rho_{\text{BA}} = 451{,}325 \times 0{,}50 \times 25 = 5629{,}06\ KN$

$W_{\text{totale}} = 62373{,}32 + 5629{,}06 = 68002{,}38\ KN$

$$W_{\text{totale}} = 68002{,}38\ KN \geq 1{,}5 \times 10 \times 3 \times 451{,}325 = 20309{,}63\ KN$$

Donc le radier est stable vis-à-vis du risqué de soulèvement.

VII.3.5.3 Détermination des charges et des surcharges

$$\begin{cases} N = N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtimen}} \\ N = G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{bâtiment}} + Q \end{cases}$$

$G_{\text{nervure}} = S_{\text{nervure}} \times h \times \rho_{\text{BA}} = 0{,}6 \times 211{,}5 \times 0{,}5 \times 25 = 1586{,}25\ KN$

$G_{\text{remblai}} = V_{\text{remblai}} + \rho_{\text{remblai}} = (S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - V_{\text{radier}} - V_{\text{nervurer}}) \times \rho_{\text{remblai}}$

$G_{\text{remblai}} = 18 \times ((451{,}325 \times 3) - (451{,}325 \times 0{,}5) - 0{,}6 \times 211{,}5 \times 0{,}5)$

$G_{\text{remblai}} = 19167{,}52\ KN$

$G_{\text{bâtiment}} = 53392{,}29\ KN$

$Q = 8981{,}03\ KN$

$N = 5629{,}06 + 19167{,}52 + 1586{,}25 + 53392{,}29 + 8981{,}03 = 88756{,}16\ KN$

VII.3.5.4 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$$\sigma_{sous\ radier} = \frac{N}{S_{radier}} \leq 1{,}5\overline{\sigma}$$

$$\sigma_{sous\ radier} = \frac{88756{,}16 \times 10^{-2}}{451{,}325} = 1{,}96\ bars \leq 1{,}5 \times 1{,}5 = 2{,}25\ bars \ldots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.6 Ferraillage du radier

Le radier est assimilé à un plancher en dalle pleine renversée, soumis à la flexion simple sous l'effet des réactions du sol. Le calcul du ferraillage est effectué pour le panneau le plus sollicité, puis généralisé à l'ensemble des panneaux du radier.

On distingue à cet effet 2 cas :

1er cas :

$$\alpha = \frac{lx}{ly} \leq 0{,}4 \ldots \text{la dalle travail dans un seul sens}$$

2ème cas :

$$\alpha = \frac{lx}{ly} > 0{,}4 \ldots \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x q L_X^2$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y M_x$$

Voici la distribution des moments sur les différentes positions du panneau :

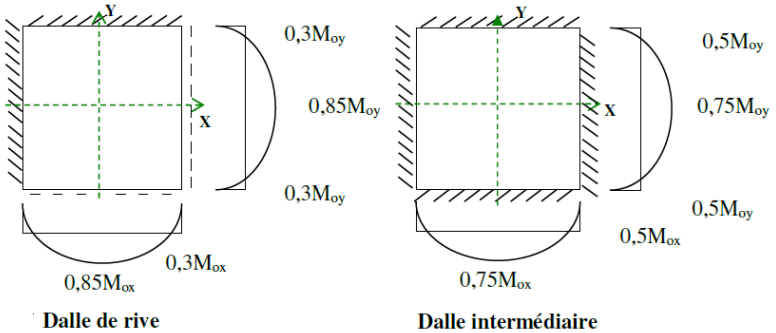


Figure VII. 3 : Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire

➢ **Identification du panneau le plus sollicité**

Pour le calcul en prend la dalle la plus sollicitée qui a pour dimension :

$lx = 400\ cm$, $ly = 485\ cm$

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{400}{485} = 0{,}82 \Rightarrow 0{,}4 \leq \alpha = 0{,}82 \leq 1$$

Les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont tirées du tableau **(Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99)**

- ELU : $\mu_x = 0{,}0539$ $\mu_y = 0{,}6313$
- ELS : $\mu_x = 0{,}0607$ $\mu_y = 0{,}7381$

➢ **Évaluation des charges**

- **à l'ELU**

$$q_u = \frac{1{,}35(G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}) + 1{,}5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{1{,}35(5629{,}06 + 53392{,}29) + 1{,}5 \times 8981{,}03}{451{,}325}$$

$$q_u = 206{,}39\ KN/m^2$$

- **à l'ELS**

$$q_{ser} = \frac{(G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}) + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{(5629{,}06 + 53392{,}29) + 8981{,}03}{451{,}325}$$

$$q_{ser} = 150{,}67\ KN/m^2$$

- **à l'ELU**

$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0{,}0539 \times 206{,}39 \times 4^2 = 177{,}99\ KN.m$

$M_{oy} = \mu_y M_{0x} = 0{,}6313 \times 177{,}99 = 112{,}36\ KN.m$

Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_x

<u>En travée</u>

$M_{tx} = 0{,}85 M_{0x} = 0{,}85 \times 177{,}99 = 151{,}29\ KN.m$

<u>Sur appuis</u>

$M_{ax} = 0{,}3 M_{0x} = 0{,}3 \times 177{,}99 = 53{,}40\ KN.m$

Tableau VII. 1 : Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau

Panneau		M_o	M_t	M_a
ELU	**Sens L_x**	177,99	151,29	**53,40**
	Sens L_y	112,36	95,51	**33,71**
ELS	**Sens L_x**	146,33	124,38	**43,90**
	Sens L_y	**108,01**	91,81	32,40

➢ **Calcul du ferraillage**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable, sur une bande d'1 mètre

- **Sens x-x**

<u>En travée :</u>

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}50 = 0{,}45\ m$

Moment réduit : $\mu_x = \frac{M_{ux}{}^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{151{,}29\times10^{-3}}{1\times 0{,}45^2\times 14{,}17} = 0{,}050$

$\alpha_x = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu_x}\right) = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\times 0{,}050}\right) = 0{,}065$

$Z_x = d(1-0{,}4\times\alpha_x) = 0{,}45(1-0{,}4\times 0{,}065) = 0{,}44\ m$

$$A_{S\ travée} = \frac{M_{ux}{}^{travée}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{144{,}28\times10^{-3}}{0{,}44\times 347{,}83} = 0{,}000946\ m^2$$

$A_{S\ travée} = 9{,}46\ cm^2$

<u>Sur appuis</u>

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}50 = 0{,}45\ m$

Moment réduit : $\mu_x = \frac{M_{ux}{}^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{53{,}40\times10^{-3}}{0{,}1\times 0{,}45^2\times 14{,}17} = 0{,}018$

$\alpha_x = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu_x}\right) = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\times 0{,}018}\right) = 0{,}022$

$Z_x = d(1-0{,}4\times\alpha_x) = 0{,}45(1-0{,}4\times 0{,}022) = 0{,}45\ m$

$$A_{S\ appuis} = \frac{M_{ux}{}^{appuis}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{50{,}92\times10^{-3}}{0{,}45\times 347{,}83} = 0{,}000328\ m^2$$

$A_{S\ appuis} = 3{,}28\ cm^2$

VII.3.6.1 Vérification à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité**

- **Sens x-x :**

$$\begin{cases} A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \\ A_{y\,min} = 0{,}0008 \times b \times h \end{cases}$$

<u>En travée :</u>

$A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3-0{,}86}{2} \times 100 \times 50 = max(A_s\ ;\ A_{x\,min})$

$A_{x\,min} = max(9{,}46\ ;4{,}28) = 9{,}46\ cm^2$

Donc on adopte : 10HA12 ($11{,}31\ cm^2$)

Sur appuis

$$A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3 - 0{,}86}{2} \times 100 \times 50 = max(A_s\ ;\ A_{x\,min})$$

$$A_{x\,min} = max(3{,}28\ ;4{,}28) = 4{,}28\ cm^2$$

Donc on adopte : 7HA12 ($7{,}92\ cm^2$)

VII.3.6.2 Vérification de l'effort tranchant

- **Sens x-x :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times lx \times ly}{lx + 2ly}\ ;\ V_{uy} = \frac{q_u \times lx}{3}$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}17\ MPa$$

$$V_{ux} = \frac{206{,}39 \times 4 \times 4{,}85}{4 + 2 \times 4{,}85} = 292{,}26\ KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{292{,}26 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}45} = 0{,}65\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1{,}17\ MPa \ldots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau VII. 2 : Ferraillage de panneau du radier à l'ELU

	Sens x		Sens y	
La zone	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**	**Sur appuis**
M_u (KN. m)	151,29	53,40	95,51	**33, 71**
μ	0,050	0,018	0,035	0,013
α	0,065	0,022	0,045	0,016
Z (m)	0,44	0,45	0,44	0,45
A_S (cm^2)	**9, 46**	**3, 28**	**6, 62**	**2, 30**
$A_{S\,min}$ (cm^2)	4,80		4,28	
A_S adopt (cm^2)	11HA14 = 16,93	6HA12 = 6,79	11HA12 = 12,44	11HA14 = 16,93
V_u (KN)	292,26		213,36	
τ_u (MPa)	0,66		0,63	
observation	**C.V**		**C.V**	
S_t (cm)	10	20	**S_t (cm)**	10
$S_{t\,max}$ (cm)	33	33	**$S_{t\,max}$ (cm)**	33
$S_t \leq S_{t\,max}$	**C.V**	**C.V**	**$S_t \leq S_{t\,max}$**	**C.V**

VII.3.6.3 Vérification à l'ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa \ldots \text{(fissuration préjudiciable)}$$

➢ **En travée (Sens x-x)**

- **Détermination de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$1y^2 + 0{,}046y - 0{,}021 = 0 \Rightarrow y = 0{,}12$ m

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$I = 3{,}08874 \times 10^{-3}\ m^4 = 308874{,}33\ cm^4$

- **Les contraintes**

$$\mathbf{K} = \frac{\mathrm{M_{ser}}}{\mathrm{I}} = \frac{124{,}38 \times 10^{-3}}{3{,}08874 \times 10^{-3}} = \mathbf{39{,}04}\ \mathrm{MN/m^3}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathrm{K.y} = 39{,}04 \times 0{,}12 = \mathbf{4{,}80}$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = 15\mathrm{K(d - y)} = 15 \times 39{,}04\ (0{,}45 - 0{,}12) = \mathbf{191{,}55}$ MPa

- **Vérification**

$\sigma_{bc} = 4{,}80\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 191{,}55\ MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

Tableau VII. 3 : Vérification à l'ELS

		M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observ
En travée	**x-x**	124,38	16,93	0,12	308874	39,04	4,80	199,55	C.V
	y-y	91,81	12,44	0,11	260009	36,78	4,13	186,34	C.V
Sur appuis	**x-x**	43,90	6,79	0,09	156148	27,26	2,35	148,78	C.V
	y-y	32,40	6,79	0,09	156148	21,02	1,86	118,02	C.V

VII.3.7 Ferraillage du débord

➢ **Calcul des sollicitations**

- **à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{206{,}39 \times 0{,}5^2}{2} = 26{,}74\ KN.m$$

- **à l'ELS :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{150{,}67 \times 0{,}5^2}{2} = 19{,}58\ KN.m$$

➢ **Calcul des armatures**

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}50 = 0{,}45\ m$

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26{,}74\times10^{-3}}{1\times 0{,}45^2\times 14{,}17} = 0{,}009$

$\mu = 0{,}009 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$

$\mu = 0{,}009 < 0{,}1859 \Rightarrow Pivot\ A$

$\mu = 0{,}009 < 0{,}1042$

$15{\alpha_u}^4 - 60{\alpha_u}^3 + (20 - 4\,\mu){\alpha_u}^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$

$\alpha_u = 0{,}044$

$$\beta = \frac{5{\alpha_u}^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0{,}044^2(3 - 8 \times 0{,}044)}{3(1 - 0{,}044)^2} = 0{,}009$$

$$A_S = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}009 \times 1 \times 0{,}45 \times 14{,}17}{347{,}83} = 0{,}000174\ m^2$$

$A_S = 1{,}74\ cm^2$

VII.3.8 Schéma de ferraillage

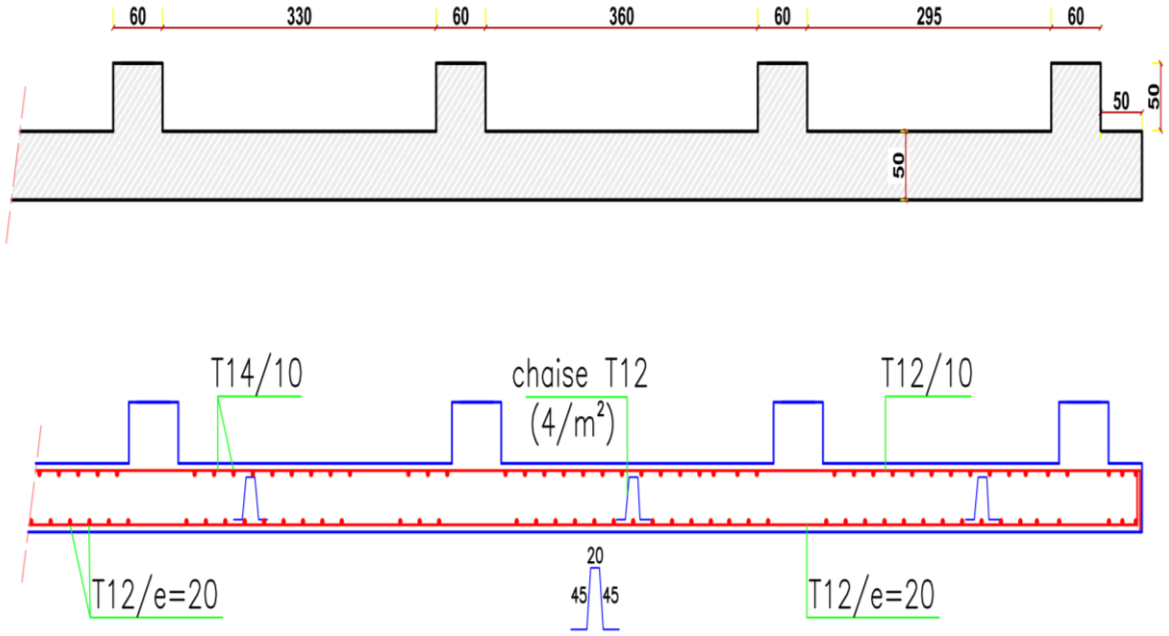
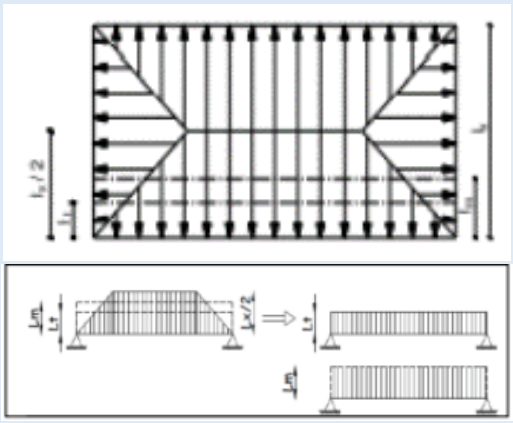
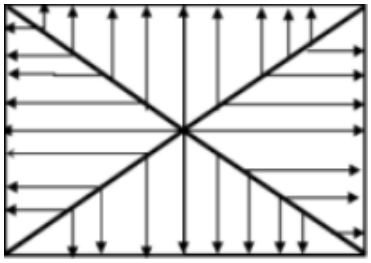


Figure VII. 4 : Schéma de coffrage et ferraillage du radier

VII.4 Étude du nervure (poutre de libage)

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Tableau VII. 4 : Présentation des charges simplifiées

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdale		Moment fléchissant : $l_m = l_x(0{,}50 - \frac{\rho^2}{6})$ Effort tranchant : $l_t = l_x(0{,}50 - \frac{\rho^2}{4})$
Cas de chargement triangulaire		Moment fléchissant : $l_m = l_x \times 0{,}333$ Effort tranchant : $l_t = l_x \times 0{,}25$

VII.4.1 Solicitations du calcul

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau VII. 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations du nervure

	ELU	ELS
Moment En travée (KN.m)	836,9	559,3
Moment sur appuis (KN.m)	414,1	278,7
L'effort tranchant (KN)	527,6	-

Le calcul est réalisé sur les nervures de section $60 \times 100\ cm^2$, étant les plus sollicitées en termes de moment fléchissant et d'effort tranchant. Ces nervures sont dimensionnées en flexion simple pour une fissuration préjudiciable.

Les armatures filantes sont déterminées en première étape :

VII.4.2 Calcul à la flexion simple (armatures longitudinales)

- **Ferraillage minimale selon CBA**

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 0{,}6 \times 0{,}90 \times 2{,}1}{400} = 6{,}52\ cm^2$$

Pour toute la section on a : $A_{s\,min} = 2 \times 6{,}52 = 13{,}04\ cm^2$

- **Ferraillage minimale selon RPA**

$A_{s\,min} = 0{,}5\%b.h = 0{,}005 \times 60 \times 100 = 30\ cm^2$

- **Ferraillage adopté**

Nous adoptons un ferraillage constitué de $5HA20$ filantes dans la nappe supérieure et de 5HA20 filantes dans la nappe inférieure, soit un total de $10HA20$, correspondant à une section d'armature principale de $31{,}42\ cm^2$. À cette armature principale s'ajoutent les armatures de peau, assurées par $4HA12$, représentant une section supplémentaire de $4{,}52\ cm^2$. Ainsi, la section totale d'armature atteint $35{,}94\ cm^2$, ce qui permet de satisfaire largement la surface minimale exigée par le RPA2024.

- **à l'ELU :**

En travée (la nappe supérieure)

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 1 = 0{,}9\ m$

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u{}^{appuis}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{836{,}9\times10^{-3}}{1\times 0{,}9^2\times 14{,}17} = 0{,}122$

$\mu = 0{,}122 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0 \ldots Pas\ d'armatures\ comprimées.$

$\mu = 0{,}122 < 0{,}1859 \Rightarrow Pivot\ A$

$\alpha_u = 1 - 0{,}9366\sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0{,}9366\sqrt{1 - 2\times 0{,}122} = 0{,}185$

$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0{,}185 - 1}{15} = 0{,}131$

$A_{S\,travée} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}131 \times 1 \times 0{,}9 \times 14{,}17}{400} = 0{,}002877\ m^2$

$A_{S\,travée} = 28{,}77\ cm^2$

Sur appuis (la nappe inférieure)

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 1 = 0{,}9\ m$

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u{}^{appuis}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{414{,}1\times10^{-3}}{1\times 0{,}9^{\,2}\times 14{,}17} = 0{,}06$

$\mu = 0{,}06 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0 \ldots Pas\ d'armatures\ comprimées.$

$\mu = 0{,}06 < 0{,}1859 \Rightarrow Pivot\ A$

$\mu = 0{,}06 < 0{,}1042$

$15{\alpha_u}^4 - 60{\alpha_u}^3 + (20 - 4\,\mu){\alpha_u}^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$

$\alpha_u = 0{,}12$

$$\beta = \frac{5{\alpha_u}^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0{,}12^2(3 - 8 \times 0{,}12)}{3(1 - 0{,}12)^2} = 0{,}063$$

$$A_{S\ appuis} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0{,}063 \times 1 \times 0{,}9 \times 14{,}17}{400} = 0{,}001382\ m^2$$

$A_{S\ appuis} = 13{,}82\ cm^2$

Tableau VII. 6 : Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures (poutre de libage)

La zone (la nappe)	Travée (sup)	Appuis (inf)
$\mathbf{M_u\ (KN.m)}$	836,9	414,1
$\mathbf{A_S\ (cm^2)}$	28,77	13,82
$\mathbf{A_{S\ min\ CBA}\ (cm^2)}$	6,52	6,52
$\mathbf{A_{S\ min\ RPA}\ (cm^2) = 0{,}5\%bh}$	30	
Zone courante : $\mathbf{A_{S\ max\ RPA}\ (cm^2) = 4\%bh}$	240	
Zone de recouvrement : $\mathbf{A_{S\ max\ RPA}\ (cm^2) = 6\%bh}$	360	
Choix des barres	5HA20fil+7HA16ch	5HA20fil
$\mathbf{A_S}$ **adopté** $\mathbf{(cm^2)}$	29,78	15,71

VII.4.3 Vérification de l'effort tranchant

D'après le CBA (Article A.5.1) : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{527{,}6 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}9} = 0{,}58\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = min\left(0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right) = min\ (3{,}26\ ;\ 4) = 3{,}26\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}58 \leq \overline{\tau_u} = 4{,}35$ ..... Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.4 Vérification à l'ELS

Après avoir le calcul à ELU, on procéde maintenant à la vérification à ELS.

- **Vérification des contraintes**

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa \text{ ... (Fissuration préjudiciable)}$$

➢ **En travée**

- **Détermination de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$0{,}60y^2 + 0{,}089y - 0{,}080 = 0 \Rightarrow y = 0{,}30$ m

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$I = 2{,}148102 \times 10^{-2}\ m^4 = 2148102{,}537\ cm^4$

- **Les contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{559{,}3 \times 10^{-3}}{2{,}148102 \times 10^{-2}} = 26{,}04\ MN/m^3$$

$\sigma_{bc} = K.y = 26{,}04 \times 0{,}30 = 7{,}79\ MPa$

$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 26{,}04(0{,}90 - 0{,}30) = 234{,}68\ MPa$

- **Vérification**

$\sigma_{bc} = 7{,}79\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 234{,}68\ MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa$ ..... Condition non vérifiée.

En augmentant le nombre de barre à $5HA20fil + 10HA16ch$, soit une section de $35{,}81\ cm^2$.

➢ **Sur appuis**

- **Vérification**

$\sigma_{bc} = 4{,}92\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 215{,}43\ MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa$ ..... Condition non vérifiée.

En augmentant le nombre de barre à $5HA20fil + 2HA16ch$, soit une section de $19{,}73\ cm^2$. On obtient :

Tableau VII. 7 : Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes pour les nervures

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observ
En travée	559,3	35,81	0,32	2462255	22,71	7,31	197,02	**C.V**
Sur appuis	278,7	19,73	0,25	1562757	17,83	4,51	173,16	**C.V**

VII.4.6 Armatures transversales

- **Espacement**

D'après le RPA2024 : $S_t = min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right)$

Dans la zone nodale :
$\Rightarrow S_t = min(25\ ; 24) \Rightarrow on\ prend\ S_t = 10\ cm$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 30$
$\Rightarrow\ on\ prend\ S_t = 15cm$

La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2\ \times 100 = 200\ cm$$

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{recouvrement} = 40\varphi_L = 40 \times 2 = 80\ cm\ \ , on\ prend\ L_{recouvrement} = 80\ cm$$

- **Section**

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b_0 = 0{,}003 \times 15 \times 60 = 2{,}70\ cm^2$

- **Diamètres**

D'après le BAEL : $\varphi \leq min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$

$\Rightarrow \varphi \leq min(\frac{1000}{35}, \frac{600}{10}, 12) = \min(28{,}57; 60; 16) = 16\ mm$

On prend : $\varphi = 8\ mm$.

on a : $\frac{2{,}70}{0{,}50} = 5{,}4$, on doit disposer 06 brins d'armatures transversales, cependant vu l'importance de la section de la nervure on opte pour 06 brins $(6 \times 0{,}5 = 3{,}02\ \text{cm}^2)$, soit : $2\text{cadres} + 1\text{étrier en HA8}$.

VII.4.7 Schéma de ferraillage

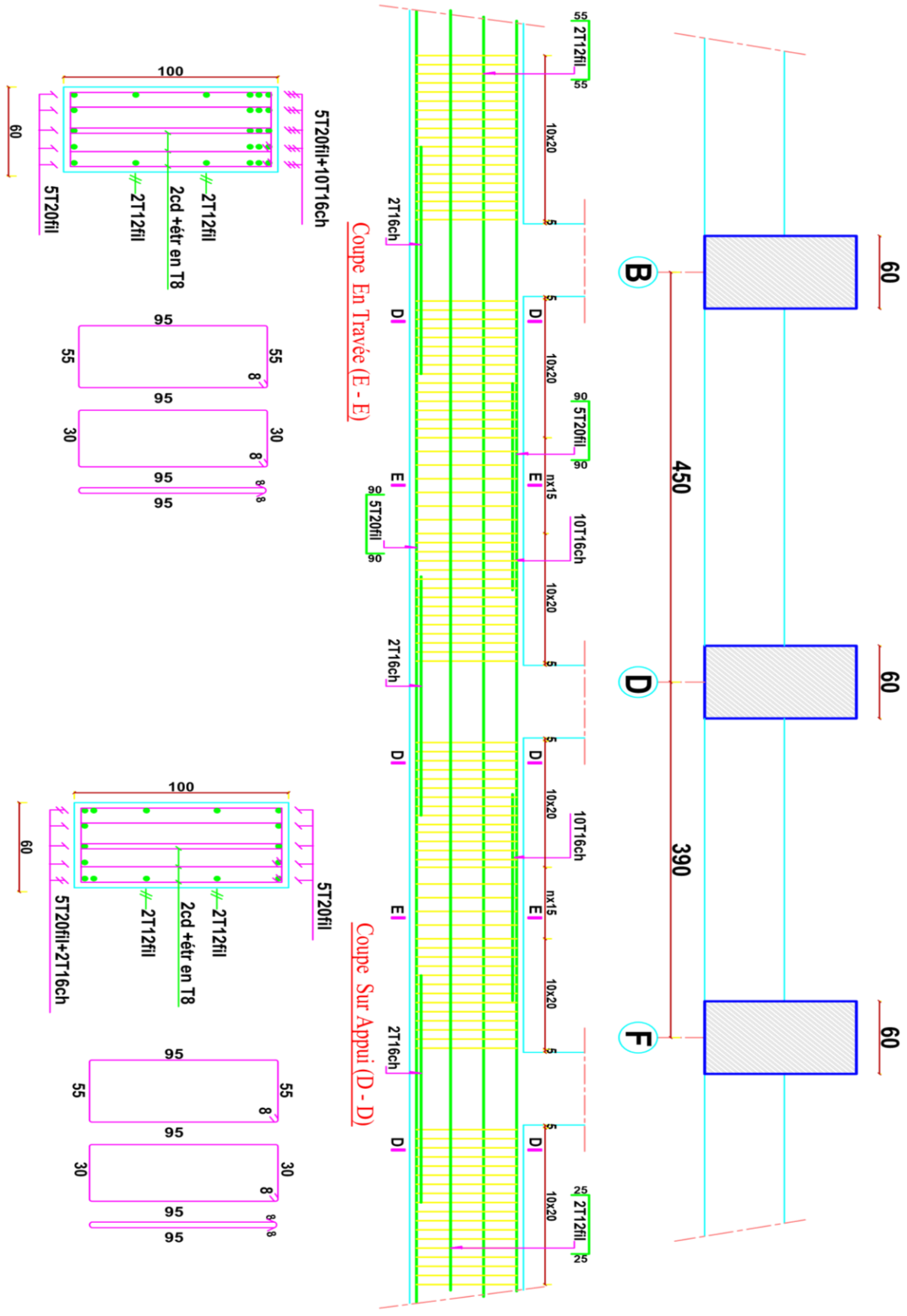


Figure VII. 5 : Schéma de coffrage et ferraillage des nervures

VII.5 Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un élément en béton armé, continu entre le niveau des fondations et celui de la base. Généralement de faible épaisseur, il joue un rôle essentiel dans la retenue des terres autour du sous-sol, tout en assurant une liaison rigide entre les appuis de la structure. Ce dispositif contribue ainsi à un meilleur encastrement de l'ouvrage dans le sol.

VII.5.1 Prédimensionnement

On va adopter comme épaisseur du voile périphérique, la valeur minimale prescrite par les règles RPA24v2024 dans l'article 10.1.2, et qui égale à 15cm.

VII.5.2 Hypothèse de calcul

- Le voile périphérique (V.P) est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encastrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillants en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres,
- Le poids propre du V.P ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- Le ferraillage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur,
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

VII.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol

- Poids volumique du remblai : $\gamma = 19\ KN/m^3$.
- Angle de frottement : $\varphi = 25°$.
- K_a : Coefficient des poussées des terres actives.

$$K_a = \frac{1 - sin\varphi}{1 + sin\varphi} = \frac{1 - \sin(25)}{1 + sin(25)} = 0{,}41$$

VII.5.4 Evaluation des charges

Selon la théorie de Rankine, la poussée des terres varie linéairement avec la profondeur, en augmentant progressivement depuis la surface du sol jusqu'à la base du voile périphérique. La pression maximale exercée au pied du mur est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a$$

$h = h_t - h_{PS} = 3{,}20 - 0{,}35 = 2{,}85\ m$

$F = \frac{1}{2} \times 19 \times 2{,}85^2 \times 0{,}41 = 31{,}64\ KN/$

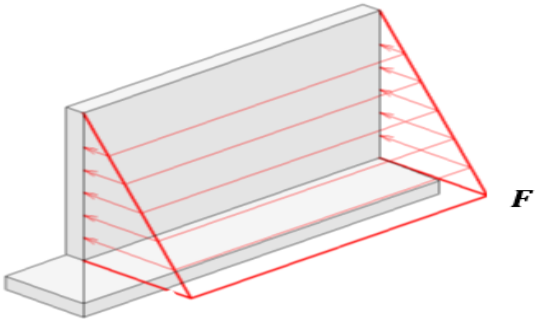


Figure VII. 6 : pression géostatique latérale des terres (Poussé)

VII.5.5 Calcul du ferraillage

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotes avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y.

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée. Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- **Données de base**

$$lx = 285\ cm\ ;\ ly = 430\ cm\ ;\ \alpha = \frac{lx}{ly} = 0{,}66\ ;\ e = 15\ cm$$

Les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont tirées du tableau **(Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99)** :

ELU : $\mu_x = 0{,}0737$ $\mu_y = 0{,}3753$ $q_u = 1{,}35F = 42{,}71\ KN/m$

ELS : $\mu_x = 0{,}0791$ $\mu_y = 0{,}5351$ $q_{ser} = F = 31{,}64\ KN/m$

- **à l'ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0{,}0737 \times 42{,}71 \times 2{,}85^2 = 25{,}57\ KN.m$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{0x} = 0{,}3753 \times 25{,}57 = 9{,}60\ KN.m$$

Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_x

- **En travée**

$$M_{tx} = 0{,}75 M_{0x} = 0{,}75 \times 25{,}57 = 19{,}18\ KN.m$$

- **Sur appuis**

$$M_{ax} = -0{,}5 M_{0x} = -0{,}3 \times 25{,}57 = -12{,}78\ KN.m$$

Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations du voile périphérique

Panneau		M_o	M_t	M_a
ELU	**Sens L_x**	25,57	19,18	**−12,78**
	Sens L_y	9,60	7,20	**−4,80**
ELS	**Sens L_x**	20,33	17,28	**−6,10**
	Sens L_y	**10,88**	**9,25**	**−3,26**

➢ **Sens x-x**

- **En travée**

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}15 = 0{,}135\ m$

Moment réduit : $\mu_x = \frac{M_{ux}{}^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19{,}18\times10^{-3}}{1\times 0{,}135^{\,2}\times 14{,}17} = 0{,}074$

$\alpha_x = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu_x}\right) = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\times 0{,}074}\right) = 0{,}096$

$Z_x = d(1-0{,}4\times\alpha_x) = 0{,}135(1-0{,}4\times 0{,}096) = 0{,}13\ m$

$A_{S\ travée} = \frac{M_{ux}{}^{travée}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{19{,}18\times10^{-3}}{0{,}13\times 347{,}83} = 0{,}000425\ m^2$

$A_{S\ travée} = 4{,}25\ cm^2$

- **Sur appuis**

Hauteur utile : $d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}15 = 0{,}135\ m$

Moment réduit : $\mu_x = \frac{M_{ux}{}^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12{,}78\times10^{-3}}{0{,}1\times 0{,}135^2\times 14{,}17} = 0{,}049$

$\alpha_x = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\mu_x}\right) = 1{,}25\left(1-\sqrt{1-2\times 0{,}049}\right) = 0{,}063$

$Z_x = d(1-0{,}4\times\alpha_x) = 0{,}135(1-0{,}4\times 0{,}063) = 0{,}13\ m$

$A_{S\ appuis} = \frac{M_{ux}{}^{appuis}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{12{,}78\times10^{-3}}{0{,}13\times 347{,}83} = 0{,}000279\ m^2$

$A_{S\ appuis} = 2{,}79\ cm^2$

VII.5.5.1.1Vérification à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité**

- **Sens x-x**

$$\begin{cases} A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \\ A_{y\,min} = 0{,}0008 \times b \times h \end{cases}$$

<u>En travée</u>

$A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3-0{,}66}{2} \times 100 \times 15 = max(A_s\ ;\ A_{x\,min}\ ;\ A_{S\,min\,RPA} = 0{,}1\% \times b \times h)$

$A_{x\,min} = max(4{,}25\ ;1{,}40\ ;1{,}5) = 4{,}25\ cm^2$

Donc on adopte : $11HA10 = 8{,}64\ cm^2$

<u>Sur appuis</u>

$A_{x\,min} = 0{,}0008 \times \frac{3-0{,}66}{2} \times 100 \times 15 = max(A_s\ ;\ A_{x\,min}\ ;A_{S\,min\,RPA} = 0{,}1\% \times b \times h)$

$A_{x\,min} = max(2{,}79\ ;1{,}40\ ;1{,}5) = 2{,}79\ cm^2$

Donc on adopte : $6HA10 = 4{,}71\ cm^2$

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

- **Sens x-x**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\begin{cases} V_{ux} = \dfrac{q_u \times lx \times ly}{lx + 2ly} \\ V_{uy} = \dfrac{q_u \times lx}{3} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}17\ MPa$$

$$V_{ux} = \frac{42{,}71\ \times 2{,}85 \times 4{,}30}{2{,}85 + 2 \times 4{,}30} = 45{,}71\ KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45{,}71 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}135} = 0{,}33\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 1{,}17\ MPa \ldots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau VII. 9 : Ferraillage de panneau du voile périphérique à l'ELU

	Sens x		**Sens y**	
La zone	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**	**Sur appuis**
$\mathbf{M_u}$ **(KN. m)**	19,18	−12,78	7,20	−4,80
μ	0,074	0,049	0,028	0,019
α	0,096	0,063	0,035	0,023
Z (m)	0,13	0,13	0,13	0,13
$\mathbf{A_S}$ **(cm²)**	4,25	2,79	1,55	1,03
$\mathbf{A_{S\ min}}$ **(cm²)**	1,40		1,2	
$\mathbf{A_{S\ min\ RPA}}$ **(cm²)**	$0{,}1\% \times b \times h = 1{,}5\ cm^2$			
$\mathbf{A_S}$ **adopt (cm²)**	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64
$\mathbf{V_u}$ **(KN)**	45,71		40,57	
$\boldsymbol{\tau_u}$ **(MPa)**	0,33		0,30	
Observation	C.V		C.V	
$\mathbf{S_t}$ **(cm)**	10	10	10	10
$\mathbf{S_{t\ max}}$ **(cm)**	33	33	45	45
$\mathbf{S_t \leq S_{t\ max}}$	C.V	C.V	C.V	C.V

➢ **Vérification à l'ELS**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa \ldots \text{(fissuration préjudiciable)}$$

<u>En travée (sens x-x)</u>

- **Détermination de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$1y^2 + 0{,}023y - 0{,}003 = 0 \Rightarrow y = 0{,}05$ m

- **Moment d'inertie**

$$\mathrm{I} = \frac{1}{3}\mathrm{by}^3 + 15\mathrm{A}_s'(\mathrm{y} - \mathrm{d}')^2 + 15\mathrm{A}_s(\mathrm{d} - \mathrm{y})^2$$

$\mathrm{I} = 1{,}2571 \times 10^{-4}\ \mathrm{m}^4 = 12571{,}34\ \mathrm{cm}^4$

- **Contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{17{,}28 \times 10^{-3}}{1{,}2571 \times 10^{-4}} = 137{,}46\ MN/m^3$$

$\sigma_{bc} = K.y = 137{,}46 \times 0{,}05 = 6{,}30\ MPa$

$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 137{,}46\ (0{,}45 - 0{,}05) = 183{,}86\ MPa$

- **Vérification**

$\sigma_{bc} = 6{,}30\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 183{,}86\ MPa \leq \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa$ ..... Condition vérifiée.

Tableau VII. 10 : Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes du voile périphérique

		M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observ
En travée	**x-x**	17,28	8,64	0,05	12571,3	137,4	6,30	183,86	**C.V**
	y-y	9,25	8,64	0,048	13494,8	68,54	3,26	89,87	**C.V**
Sur appuis	**x-x**	−6,10	8,64	0,047	13494,8	45,20	2,15	59,26	**C.V**
	y-y	−3,26	8,64	0,047	13494,8	24,16	1,15	31,67	**C.V**

VII.5.5.2 Shéma de ferraillage

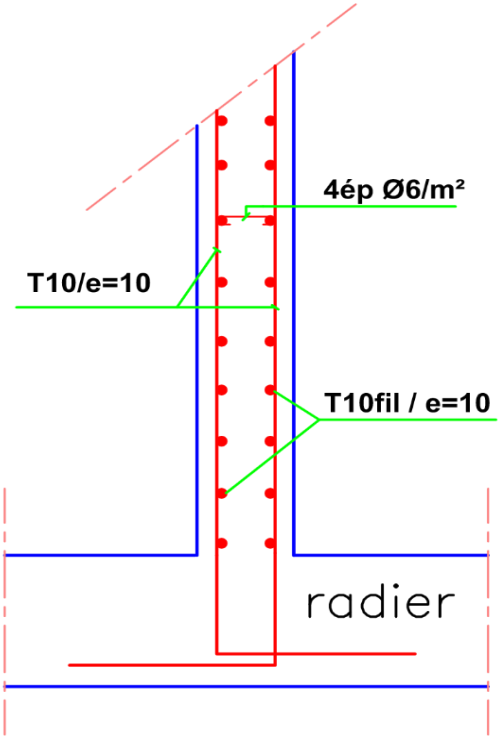


Figure VII. 7 : Schéma de ferraillage du voile périphérique

VII.6 Conclusion :

L'étude menée dans ce chapitre a permis d'aborder les principaux éléments de l'infrastructure, à savoir le radier, la poutre de liaison et les voiles périphériques. Le dimensionnement de ces composants a été réalisé selon les exigences techniques et normatives, afin d'assurer une bonne répartition des charges, une stabilité globale et une réponse efficace aux sollicitations.

Chapitre VIII

Comparaison entre les résultats RPA2003 et RPA 2024

VIII.1 Introduction

Le RPA 24 version 2024 est une mise à jour du RPA 99 version 2003, élaborée afin de prendre en compte les avancées récentes dans le domaine du génie parasismique et les enseignements tirés des séismes survenus ces dernières années. Cette nouvelle version apporte plusieurs modifications concernant le zonage sismique, les caractéristiques des sols et les méthodes de calcul. Ainsi, une comparaison entre le RPA 2003 et le RPA 2024 permet de mettre en évidence les principales évolutions réglementaires et leur influence sur la conception et le dimensionnement des structures.

Dans ce chapitre, nous comparerons les résultats de quelque élément obtenus en travaillant avec RPA2003 et RPA 2024.

VIII.2 Période fondamentale de la structure

Tableau VIII. 1 : Période fondamentale de la structure

Version	Tcalcul (s)		$T_{empirique}$ (s)		1.3 $T_{empirique}$ (s)	
	Selon x-x	Selon y-y	Selon x-x	Selon y-y	Selon x-x	Selon y-y
RPA 99 v 2003	0,799	0,766	0,680	0,680	0,885	0,885
RPA 2024	0,830	0,788	0,680	0,680	0,884	0,884

VIII.3 Distribution de la force sismique sur les étages

Tableau VIII. 2 : Distribution de la force sismique sur les étages

Niveau	RPA 2024		RPA 99 version 2003	
	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)	Fi_x (KN)	Fi_y (KN)
9	763,33	799,47	562,33	563,17
8	728,11	762,58	510,87	511,63
7	646,98	677,62	453,90	454,57
6	581,37	608,90	397,53	398,12
5	498,94	522,57	351,03	351,55
4	416,51	436,23	293,04	293,47
3	334,07	349,89	235,04	235,39
2	258,73	270,98	177,04	177,31
1	173,96	182,21	123,06	123,24
RDC	90,71	95,01	64,15	64,25
∑ Fi	**4492,73**	**4 705,47**	**3168,00**	**3172,70**

VIII.4 Effort tranchant a la base

Tableau VIII. 3 : Effort tranchant a la base

Version	V_{dyn} (KN)		Vst (s)		$0,8V_{st}$ (KN)	
	Selon x-x	Selon y-y	Selon x-x	Selon y-y	Selon x-x	Selon y-y
RPA 99 v 2003	3168	3172,7	3949,34	3939,34	3195,47	3195,47
RPA 2024	4769,86	4980,18	5426,81	5719,02	4341,4	4575,22

VIII.5 Vérification de la stabilité au renversement

Tableau VIII. 4 : Vérification de la stabilité au renversement

		Ms(KN.m)	Mr (m)	Fs
RPA 2024	**Sens x-x**	547737,99	101 106,98	5,42
	Sens y-y	576434,97	105894,63	5,44
RPA99v 2003	**Sens x-x**	565559,31	71576,16	7,90
	Sens y-y	595189,98	71682,35	8,30

VIII.6 Déplacement relatif selon RPA 2024 et RPA 99 v2003

VIII.6.1 Selon RPA2024

Tableau VIII. 5 : déplacement relatif selon RPA 2024

			Sens X-X			Sens Y-Y		
Etage	**H (m)**	**R/Qf**	**δ_{ekx} (cm)**	**δ_{kx} (cm)**	**Δx (cm)**	**δ_{eky} (cm)**	**δ_{ky} (cm)**	**Δy (cm)**
E9	3,24	3,60	0,034	0,004	0,013	0,032	0,004	0,013
E8	3,24	3,60	0,030	0,004	0,014	0,028	0,004	0,014
E7	3,23	3,60	0,026	0,004	0,014	0,024	0,004	0,014
E6	3,23	3,60	0,022	0,004	0,015	0,020	0,004	0,013
E5	3,23	3,60	0,018	0,004	0,015	0,017	0,004	0,013
E4	3,23	3,60	0,014	0,004	0,014	0,013	0,004	0,013
E3	3,23	3,60	0,010	0,004	0,013	0,009	0,003	0,012
E2	3,23	3,60	0,006	0,003	0,011	0,006	0,003	0,010
E1	3,23	3,60	0,003	0,002	0,008	0,003	0,002	0,008
RDC	3,40	3,60	0,001	0,001	0,004	0,001	0,001	0,004

VIII.6.2 Selon RPA99 v 2003

Tableau VIII. 6 : déplacement relatif selon RPA 2003

			Sens X-X			Sens Y-Y		
Etage	**H (m)**	**R/Qf**	**δ_{ekx} (cm)**	**δ_{kx} (cm)**	**Δx (cm)**	**δ_{eky} (cm)**	**δ_{ky} (cm)**	**Δy (cm)**
E9	3,24	3,60	0,02	0,0720	0,0081	0,0188	0,0676	0,0074
E8	3,24	3,60	0,0177	0,0637	0,0088	0,0167	0,0601	0,0081
E7	3,23	3,60	0,0152	0,0547	0,0084	0,0144	0,0518	0,0084
E6	3,23	3,60	0,0128	0,0460	0,0088	0,012	0,0432	0,0081
E5	3,23	3,60	0,0103	0,0370	0,0084	0,0097	0,0349	0,0081
E4	3,23	3,60	0,0079	0,0284	0,0081	0,0074	0,0266	0,0077
E3	3,23	3,60	0,0056	0,0201	0,0074	0,0052	0,0187	0,0067
E2	3,23	3,60	0,0035	0,0126	0,0060	0,0033	0,0118	0,0056
E1	3,23	3,60	0,0018	0,0064	0,0042	0,0017	0,0061	0,0042
RDC	3,40	3,60	0,0006	0,0021	0,0021	0,0005	0,0018	0,0018

VIII.7 Comparaison des sections de ferraillage

VIII.7.1 Poutre

VIII.7.1.1 Poutre principale

Tableau VIII. 7 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale RPA24

RPA 2024						
Section	**A_s (cm^2)**	**$A_{s\ min}$ (cm^2)**	**$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{s\ max\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{s\ Adop}$ (cm^2)**	**Choix**
En travée	8,75	1,30	6	48/72	9,11	3HA16+2HA14
Sur appui	11,68	1,30	6	48/72	12,06	6HA16

Tableau VIII. 8 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre principale RPA99

RPA99 V2003						
Section	**A_s (cm^2)**	**$A_{s\ min}$ (cm^2)**	**$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{s\ max\ RPA}$ (cm^2)**	**$A_{s\ Adop}$ (cm^2)**	**Choix**
En travée	2,38	1,30	6	48/72	4,62	3HA14
Sur appui	8,04	1,30	6	48/72	9,24	3HA14 +3HA14 ch

VIII.7.1.2 Poutre secondaires

Tableau VIII. 9 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires RPA24

RPA2024						
Section	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}$ (cm^2)	$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{s\ max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{s\ Adop}$ (cm^2)	Choix
En travée	8,28	1,14	5,25	42/63	8,29	3HA16+2HA12
Sur appui	11,99	1,14	5,25	42/63	12,06	6HA16

Tableau VIII. 10 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre secondaires RPA99

RPA99 V2003						
Section	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}$ (cm^2)	$A_{s\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{s\ max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{s\ Adop}$ (cm^2)	Choix
En travée	1,94	1,30	5,25	42/63	4,62	3HA14
Sur appui	6,78	1,30	5,25	42/63	6,88	3HA14+2HA12 ch

VIII.7.1.3 Poteaux

Tableau VIII. 11 : Vérification des armatures longitudinales selon RPA99v 2003

Poteau	**As cm^2**	**As min RPA(cm^2)**	**As max RPA (cm^2)**		**As adopté cm^2**	**Choix**
			Courante	**Recouvrement**		
P(60x60)	3,91	28,80	144	216	28,65	$4HA20 + 8HA16$
P(60x50)	4,58	24	120	180	24,13	12HA16
P(50x50)	6,51	20	100	150	20,36	4HA16+8HA14

Tableau VIII. 12 : Vérification des armatures longitudinales selon RPA2024

Poteau	**As cm^2**	**As min RPA cm^2**	**As max RPA (cm^2)**		**As adopté cm^2**	**Choix**
			Courante	**Recouvrement**		
P(55x55)	5,37	30,25	121	242	37,70	12HA20
P(50x50)	5,99	25	100	200	28,65	4HA20+8HA16
P(45x45)	7,44	20,25	81	162	20,36	4HA16+8HA114

Tableau VIII. 13 : Espacement et armatures transversales selon RPA99v 2003

Poteau	Espacement		At (cm²)		At Adopté (cm²)	Choix
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale		
P(60x60)	15	10	4,95	0,96	4,71	6HA10
P(60x50)	15	10	4,125	2,75	4,71	6HA10
P(50x50)	15	10	4,125	2,75	4,71	6HA10

Tableau VIII. 14 : Espacement et armatures transversales selon RPA2024

Poteau	Espacement		At (cm²)		At Adopté (cm²)	Choix
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale		
P(55x55)	15	10	3,56	2,37	4,71	6HA10
P(50x50)	15	10	3,43	2,21	4,71	6HA10
P(45x45)	15	10	3,13	2,08	4,71	6HA10

D'une manière générale, les mêmes observations relevées pour le ferraillage des poutres sont également constatées pour celui des poteaux. En effet, les sollicitations sismiques obtenues selon le RPA 2024 conduisent à une augmentation des armatures longitudinales nécessaires.

Par ailleurs, le RPA 2024 exige une section minimale d'armatures longitudinales plus élevée, avec une augmentation de 0,1 % par rapport au RPA 99 Version 2003. Il impose également une majoration de 20 % de la longueur de recouvrement des barres, ce qui se traduit par un ferraillage plus conservatif et contribue à améliorer la sécurité et le comportement sismique des poteaux.

VIII.8 Conclusion

La comparaison des résultats montre que le RPA 2024 conduit généralement à des efforts sismiques plus élevés, notamment au niveau du cisaillement à la base et des efforts internes des éléments structuraux. Cette augmentation entraîne une hausse des quantités d'armatures nécessaires, ce qui améliore la sécurité et la performance sismique de la structure par rapport au RPA 99/2003.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a constitué une expérience enrichissante nous permettant de concrétiser les connaissances théoriques acquises durant notre parcours en génie civil. Il nous a offert l'occasion de réaliser une étude structurelle complète et approfondie, menée dans le respect des normes et règlements techniques en vigueur.

Cette étude nous a permis d'approfondir notre maîtrise des différentes phases de la conception structurelle, depuis l'analyse des plans architecturaux jusqu'au dimensionnement des éléments porteurs. L'ensemble des vérifications et des calculs a été réalisé conformément aux règlements et normes en vigueur, notamment le RPA24 v2024, le BAEL et le CBA. Une attention particulière a été accordée aux exigences parasismiques, dont l'application est indispensable pour garantir la stabilité, la résistance et la sécurité des ouvrages soumis aux actions sismiques.

Le recours aux outils numériques de conception et de calcul, notamment AutoCAD et ETABS, a considérablement amélioré la précision et l'efficacité des différentes phases de l'étude. Ces logiciels ont facilité la modélisation de la structure, l'évaluation des sollicitations internes ainsi que le dimensionnement des éléments en béton armé. Ils ont également permis une meilleure compréhension du comportement global de l'ouvrage face aux actions sismiques, nous avons également pris conscience de l'importance de la collaboration étroite entre l'ingénieur et l'architecte dès les premières phases de conception, notamment pour les structures présentant des irrégularités géométriques qui complexifient l'analyse sismique. Par ailleurs, la prise en compte des caractéristiques géotechniques du site d'implantation s'est avérée indispensable pour le choix du type de fondation le plus adapté, alliant sécurité et optimisation économique.

Enfin, ce projet a représenté une première expérience concrète dans le domaine de l'ingénierie civil. Il nous a permis de renforcer nos capacités d'analyse et de résolution des problèmes techniques, tout en adoptant une démarche rigoureuse. Cette étude constitue ainsi une base solide pour le développement de nos compétences et notre future carrière professionnelle.

Bibliographie

[1]	C. N. d. R. A. e. G. P. (. /. M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Règlement parasismique algérien - RPA 99 (version 2024) ,» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 2024.
[2]	d. T. e. d. L. (. Ministère de l'Équipement, «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites,» SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) / LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Paris, 1999.
[3]	M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Document technique réglementaire — Charges et surcharges,» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 1988.
[4]	M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé,» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 1993.
[5]	Benbouras Mohammed Amin, «Cour de "Béton armé", ENSET SKIKDA,,» skikda, 2021.
[6]	A. -. C. professionnelle, «Fédération de l'Industrie Bois Construction,» [En ligne]. Available: https://www.uicb.pro/wp-content/uploads/2021/07/AFEB-Guide-DTU-36.3-Janvier-2016.pdf. [Accès le 24 02 2025].
[7]	M. f. d. Jijel, «MÉMOIRE DE FIN D9ÉTUDE EN VUE DE L9OBTENTION DU DIPLOME,» jijel, 2018.
[8]	A. Aida, «Calcul Assisté par Ordinateur Logiciel : ETABS,» 3éme année licence,Génie Civil, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, 2024-2025.
[9]	J. Resplendino, Calcul des structures en béton selon l'Eurocode 2, Eyrolles, 2005.
[10]	univ-tiaret, «cour d'etude des voiles périphériques et des fondations- univ tiaret,» [En ligne]. Available: http://dspace.univ-tiaret.dz/bitstream/123456789/11745/9/chapitre%206%20Etude%20des%20voiles%20p%C3%A9riph%C3%A9riques%20et%20des%20fondations.pdf. [Accès le 03 06 2025].
[11]	AFNOR, «Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, règles pour les bâtiments,» CEN (Comité Européen de Normalisation) / AFNOR (pour la version française).
[12]	U. d. Chlef, «LES CONTREVENTEMENTS »-cour – Université de Chlef,» Chlef, 2020.
[13]	«Guide-toiture,» [En ligne]. Available: https://www.guide-toiture.com/construire-et-poser-sa-toiture/acrotere/. [Accès le 22 01 2025].
[14]	C. E. d. N. (. —. A. p. l. v. française., «EN 1992-1-1 (Eurocode 2) Norme principale pour dimensionnement du béton armé (flexion, cisaillement, ferraillage des nervures, dalles,»
[15]	Kheiri benamor, Mémoire de fin d'étude (étude de 113 logements promotionnelles Unive SKIKDA, 2024/2025
[16]	Hadj boussada abdenour – Daghel mohamed amine, Mémoire de fin d'étude (Étude Dynamique Comparative d'une Structure Selon les Nouvelles Règles Parasismique), Université Ahmed Ben Yahia El Wancharissi Tissemsilt, 2024/2025
[17]	C. N. d. R. A. e. G. P. (. /. M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Règlement parasismique algérien - RPA 24 (version 2024),» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 2024.

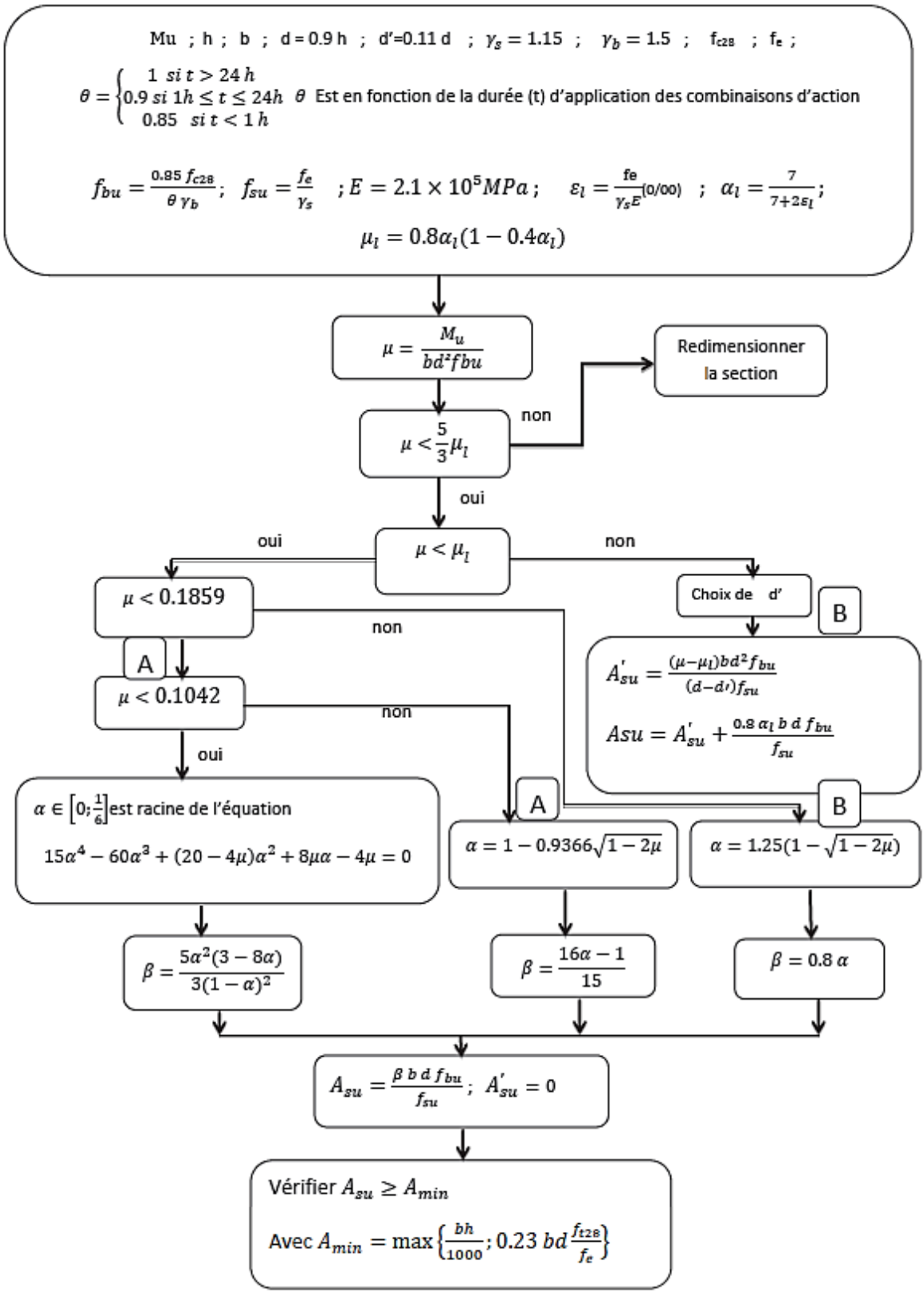
Logiciels :

- ETABS 22.
- AUTOCAD 2014 et 2025.
- SOCOTEC.
- Acier.
- Specter RPA 2024.
- WORD 2025.
- EXCEL 2025.

Annexe

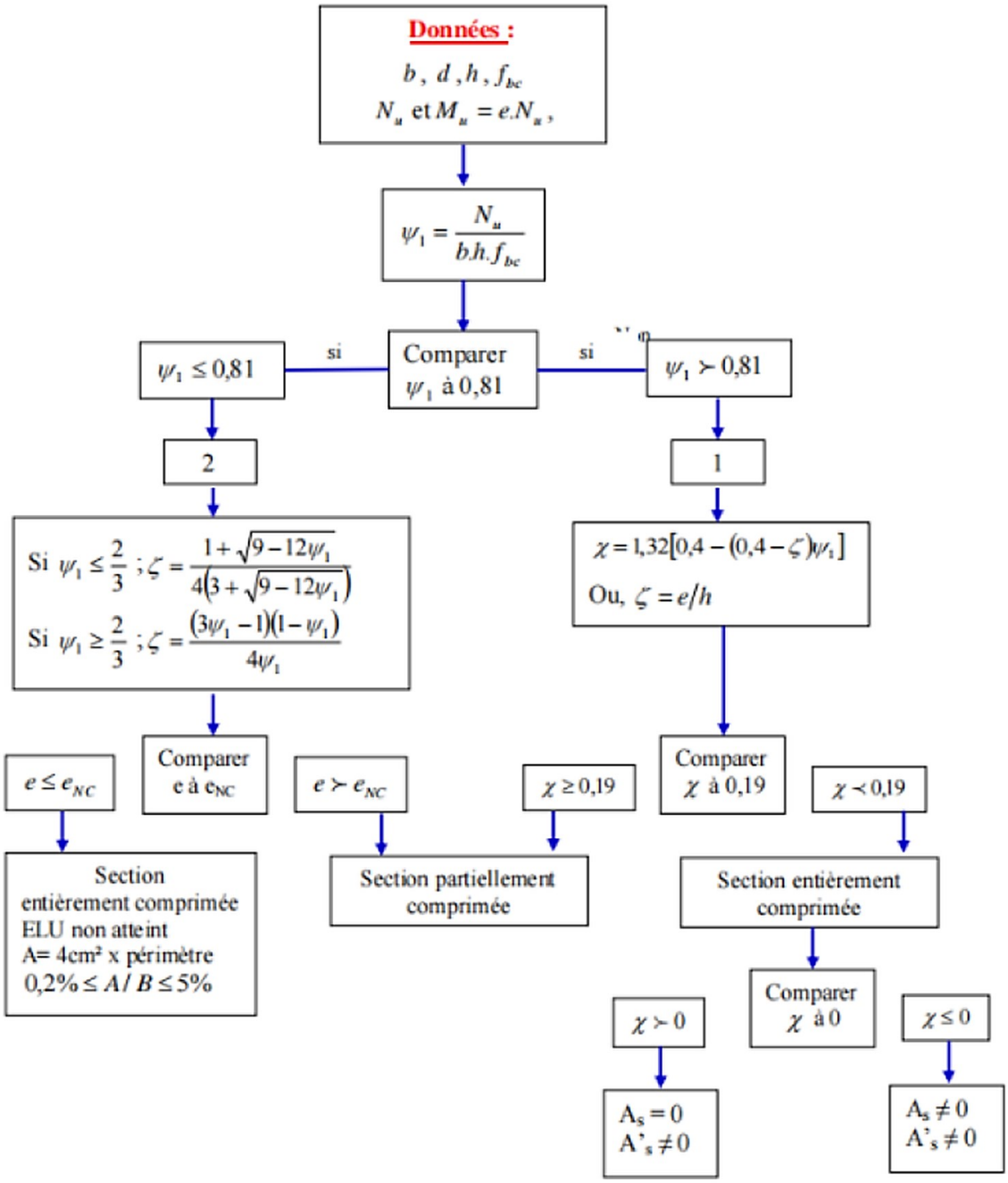
Annexe 1

Organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELU



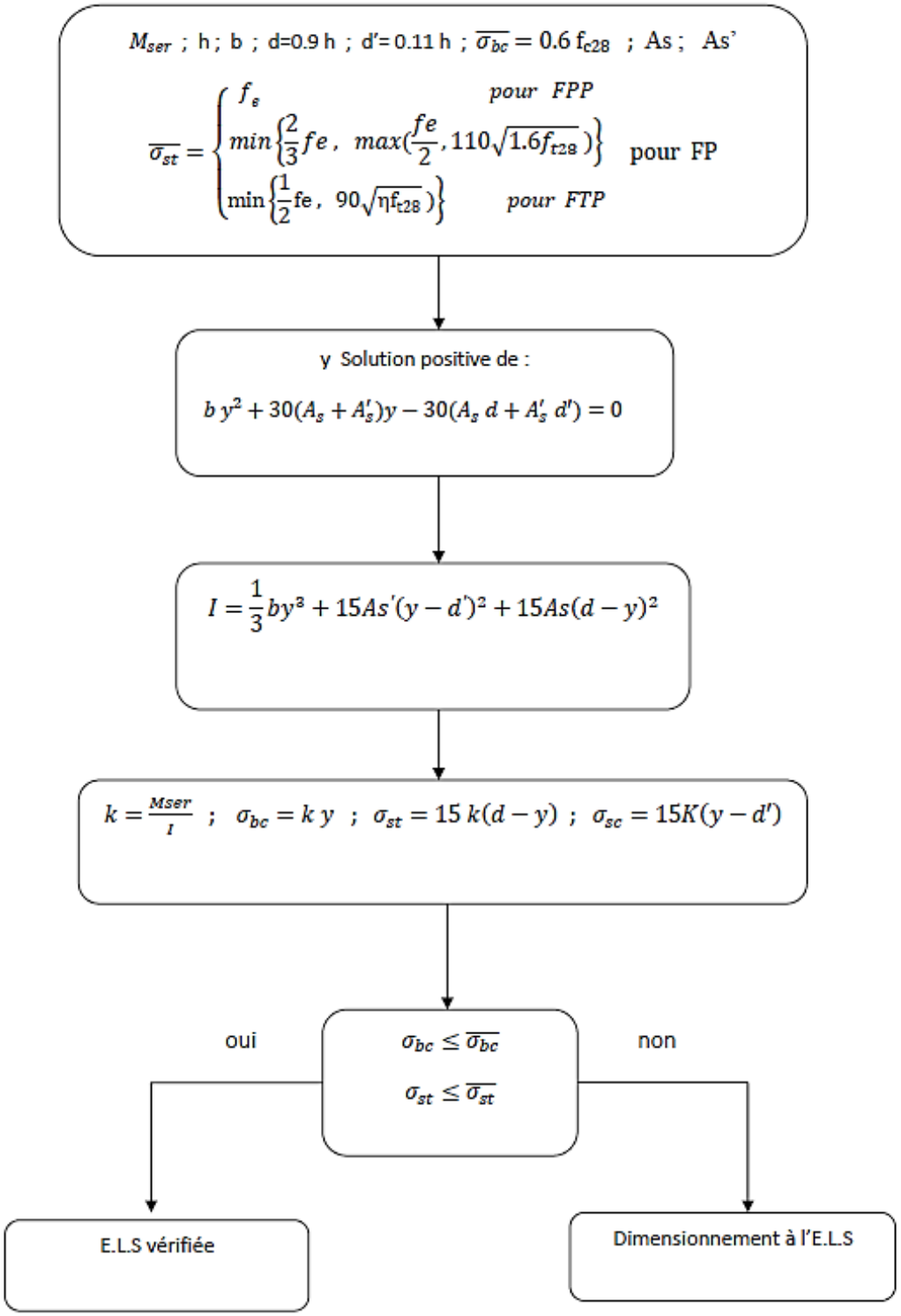
Annexe 2

Organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire en flexion composé



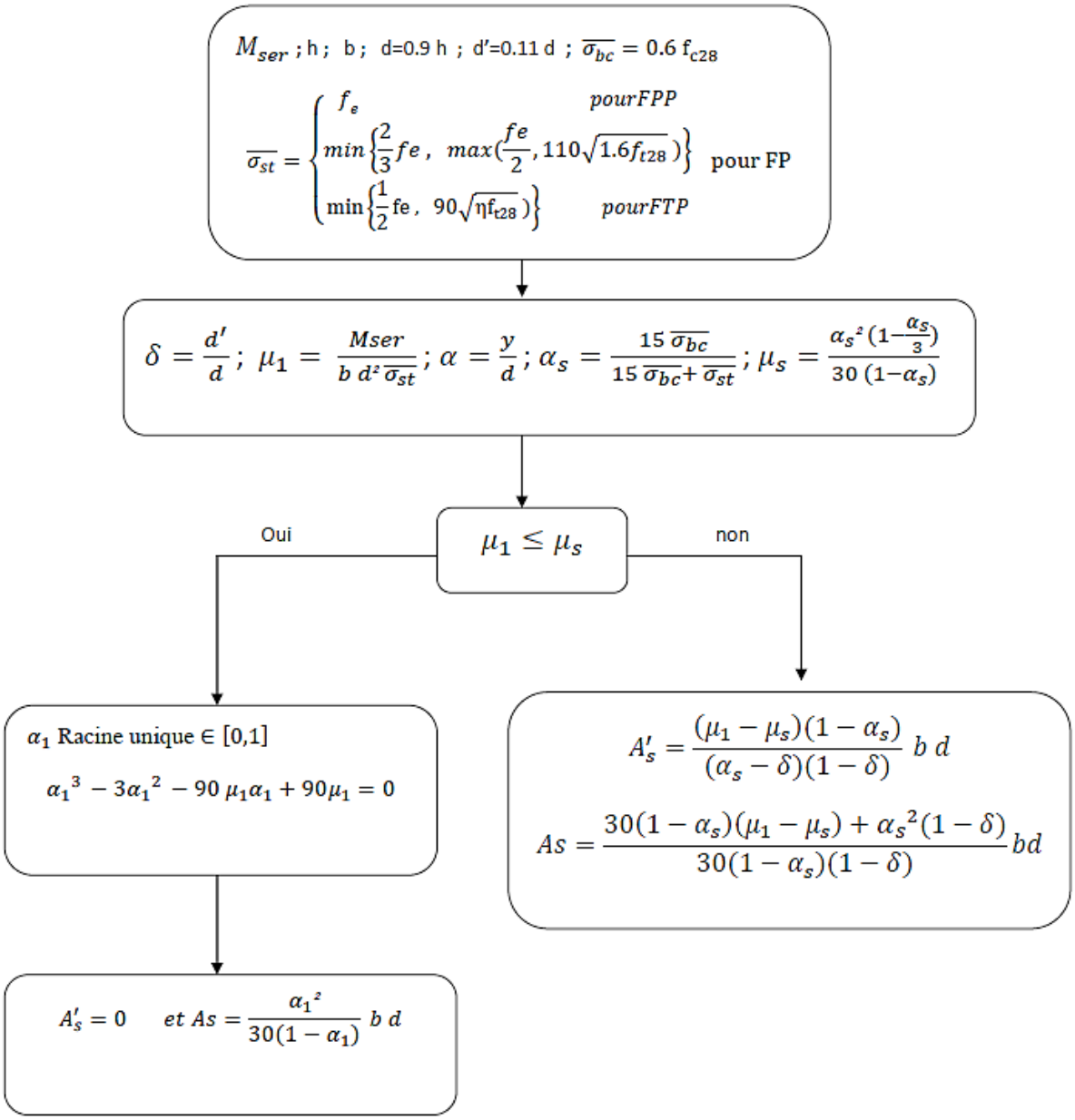
Annexe 3

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



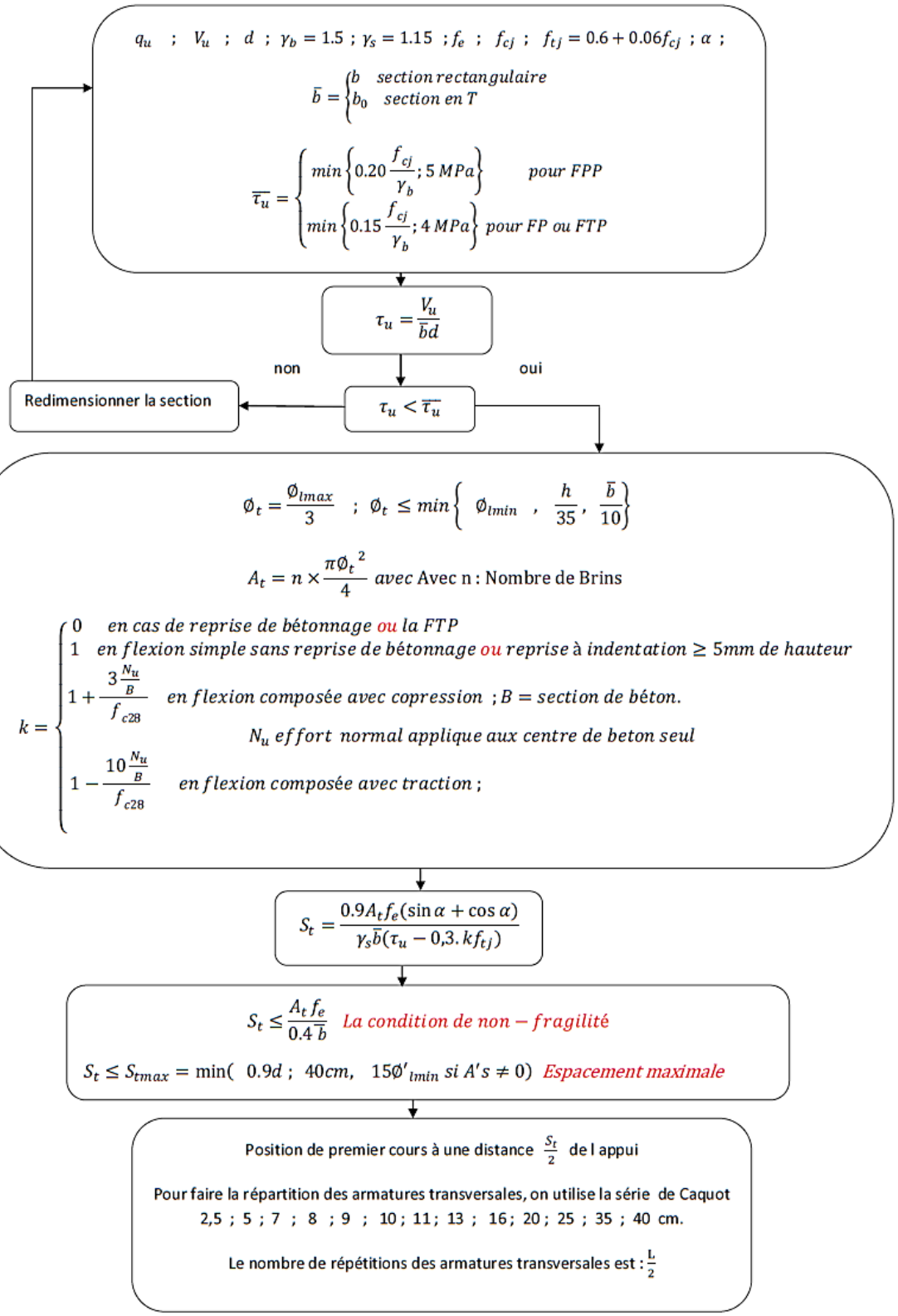
Annexe 4

Organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



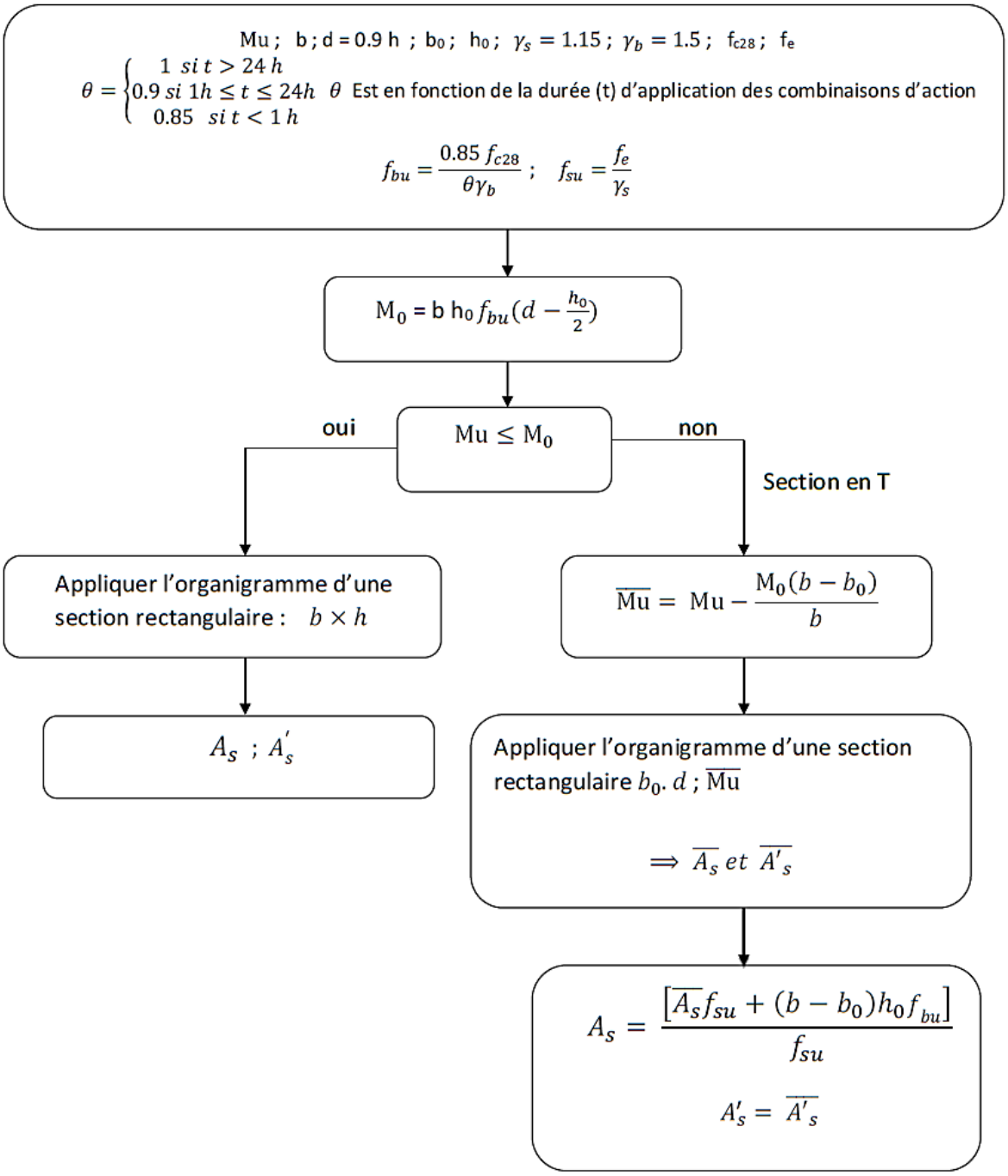
Annexe 5

Organigramme de calcul des armatures transversales



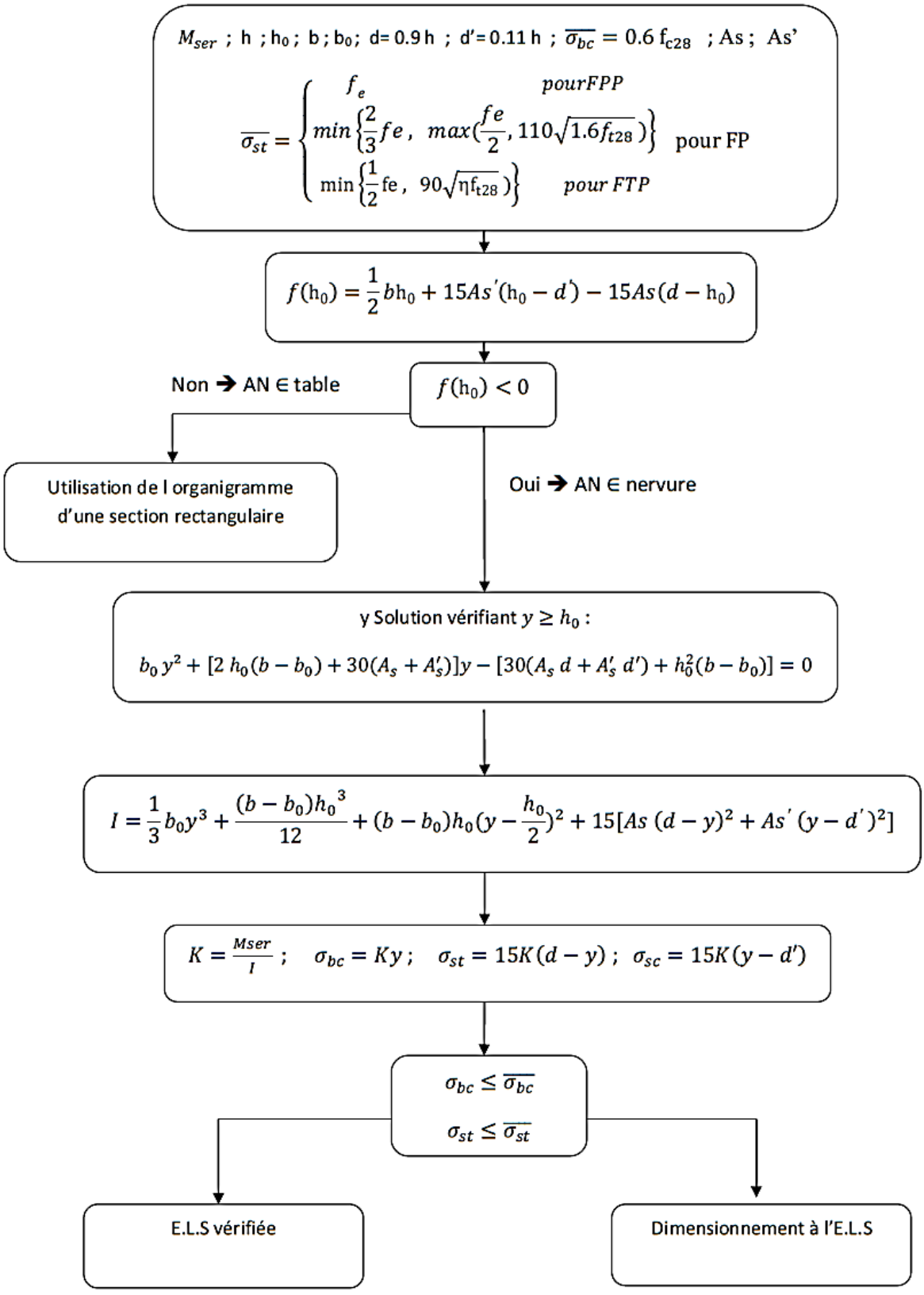
Annexe 6

Organigramme de calcul du ferraillage pour une section en T en flexion simple à ELU



Annexe 7

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



Annexe 8

Organigramme de calcule des escaliers

Calcule des escaliers en BA

ELU: P_U=1.35G+1.5Q

ELS: P_S=G+Q

Conception:

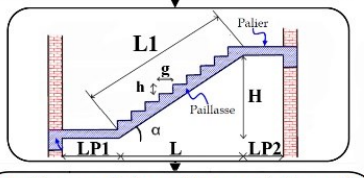
Nombre de Contremarches:

$64n^2 - n(64+2H+L) + 2H = 0 \rightarrow n$ (en cm)

Détermination de g: $g = \frac{L}{(n-1)}$

Détermination de h: $h = \frac{H}{n}$

Formule de Blondel: $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$ (en m)



Epaisseur de la paillasse et du palier

$$\frac{\ell}{30} \leq e_p \leq \frac{\ell}{20}$$

$\ell = L_1 + Lp1 + Lp2$

Surcharges:

Charges permanentes (G paillasse):

1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... ρ_1=25KN/m³..... $G_1 = \frac{\rho_1 \times ep}{cos(\alpha)}$

2-Poids propre des marches ..... ρ_2=22KN/m³..... $G_2 = \frac{\rho_2 \times h}{2}$

3-Mortier de pose (e=2cm) (horizontale) ... ρ_3=20KN/m³..... G_3= 0,4 KN/m²

4-Carrelage (e=2cm) (horizontale) ..... ρ_4=22KN/m³..... G_4= 0,44 KN/m²

5-Garde corps ..... G_5= 1 KN/m²

6-Mortier de pose (e=3cm) ..... ρ_6=20KN/m³..... G_6= 0,6 KN/m²

7-Enduit en ciment (e=2cm) ..... ρ_7=20KN/m³..... G_7= 0,4 KN/m²

8-Carrelage (e=2cm) (verticale) ..... ρ_8=22KN/m³..... G_8= 0,44 KN/m²

G=G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7+G8

Charges permanentes (G paliers):

1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... ρ_1=25KN/m³..... G_1= ρ_1 x ep

2-Mortier de pose (e=3cm)..... ρ_2=20KN/m³..... G_2= 0,6 KN/m²

3-Carrelage (e=2cm) ..... ρ_3=22KN/m³..... G_3= 0,44 KN/m²

4-Enduit en ciment (e=2cm) ..... ρ_4=20KN/m³..... G_4= 0,4 KN/m²

G=G1+G2+G3+G4

charges d'exploitation Q:

- Bâtiments d'habitation : **2.5 kN/m²** ;
- Locaux recevant du public : **4 kN/m²** ;
- Salles de spectacle et d'exposition : **5 kN/m².**

Efforts internes à l'ELU et l'ELS:

la charge équivalente: $qe = \frac{\sum qi \times Li}{\sum L_i}$

Moment d' équivalence: $M_0 = \frac{q_e L t^2}{8}$

En travée : $M_{travée} = 0{,}85.M_0$

En appui : $M_{appui} = 0{,}2.M_0$

$V_s = \frac{q_s Lt}{2}$

ELS

Ps(palier) Ps(paillasse) Ps(palier)

LP1 L LP2

qe^{ELS}

Lt=Lp1+Lp2+L

ELU

Pu(palier) Pu(paillasse) Pu(palier)

LP1 L LP2

qe^{ELU}

Lt=Lp1+Lp2+L

Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre (b = 1m ×e_p)

En travée : $Mu^t \rightarrow As^t$

En appui : $Mu^a \rightarrow As^a$

Armature de réparation: $Ar = As^t/4$

calcul de l'espacement

$S_t > s_{t\,max} = \min(0.9d, 40cm)$

Effort tranchant

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} \min\left\{0.20\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\,MPa\right\} & pour\ FPP \\ \min\left\{0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\,MPa\right\} & pour\ FP\ ou\ FTP \end{cases}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{d\,b} \leq \overline{\tau_u}$

non → besoin d'armature transversale

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3}$

oui → Pas d'armature transversale

$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$ tq $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$\alpha_u < \alpha$

non → Vérification à l'ELS est necessaire

oui → Vérification à l'ELS n'est pas necessaire

Annexe 9

Organigramme de calcule des dalles

Calcule des dalles en BA

L_x : Petite portée

L_y : Grande portée

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

Dalle portant dans un seul sens si :

- Appuis seulement sur 2 cotes
- Appuis sur 4 coté avec $\alpha < 0.4$

Dalle portant dans 2 sens si :

- Appuis sur 4 coté avec : $0.4 \leq \alpha \leq 1$

L'épaisseur de la dalle :

- dalle isolée : $h \geq \frac{L_x}{20}$
- dalle continue : $h \geq \frac{L_x}{25}$

L'épaisseur de la dalle :

- dalle isolée : $h \geq \frac{L_x}{30}$
- dalle continue : $h \geq \frac{L_x}{40}$

Moment isostatique :

- suivant x : $M_{0x} = \mu_x \, q \, L_x^2$
- suivant y : $M_{0y} = \mu_y \, M_{0x}$

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau

Moment en appui et en travers des pannent réelles continues :

- suivant L_x:

$0.3M_{0x1}$ $\quad 0.5\ max\{M_{0x1}; M_{0x2}\}$ $\quad 0.5\ max\{M_{0x2}; M_{0x3}\}$

$M_{tx1} = 0.85M_{0x1}$ $\quad M_{tx1} = 0.75M_{0x2}$

- suivant L_y :

$0.3M_{0x1}$ $\quad 0.5\ max\{M_{0x1}; M_{0x2}\}$ $\quad 0.5\ max\{M_{0x2}; M_{0x3}\}$

$M_{ty1} = 0.85M_{0y1}$ $\quad M_{ty1} = 0.75M_{0y2}$

Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre $(b = 1m \times h)$

$M_{0x} \rightarrow A_x$

$M_{0y} \rightarrow A_y$

Section minimale des armatures

- selon Ly :

$$A_{ymin}(cm^2/m)\begin{cases}12\,h & pour\ RL\\ 8h & pour\ HA\ 400\\ 6h & pour\ HA\ 500\end{cases} \quad \text{h en mitre}$$

- selon Lx :

$$A_{xmin}(cm^2/m) = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

- $\alpha < 0.4$:

$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2}$ Et $V_{uy} = 0$

- $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y}$ Et $V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$

$\tau_u = \frac{V_u}{d\,b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

non → besoin d'armature transversale

oui → Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$S_{tx} \leq \min\begin{cases}3h\\ 33\ cm\end{cases}$ Pour les As parallèle à Lx

$S_{ty} \leq \min\begin{cases}4h\\ 45\ cm\end{cases}$ Pour les As parallèle à Ly

FP ou FTP

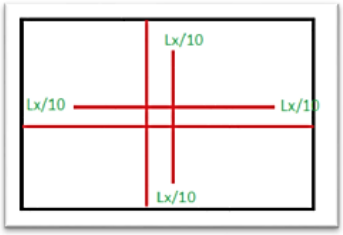
$S_{tx} \leq \min\begin{cases}2h\\ 25\ cm\end{cases}$ Pour les As parallèle à Lx

$S_{ty} \leq \min\begin{cases}3h\\ 33\ cm\end{cases}$ Pour les As parallèle à Ly

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtes 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

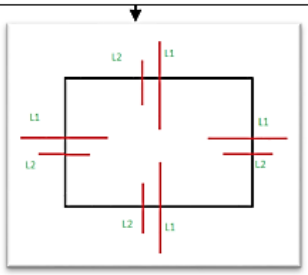


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtée 1 sur 2 de L1 et L2

$$L_1 = max\begin{cases}L_s & pour\ un\ panneau\ intermidiaire\\ 0.2L_x & pour\ un\ panneau\ intermidiaire\\ 0.25L_x & pour\ un\ panneau\ de\ rive\end{cases}$$

$$L_2 = max\begin{cases}L_s\\ \frac{L_1}{2}\end{cases}$$



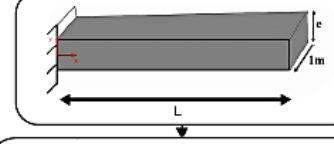
Annexe 10

Organigramme de calcule des balcons

Calcule des balcons en BA

ELU: P_U=1.35G+1.5Q

ELS: P_S=G+Q



Epaisseur du balcon

L/15 < e < L/20 +7

Surcharges:

Charges permanentes:

1- Carrelage	: 2cm	$\gamma = 2200kg/m^3$	G1=44Kg/m²
2- mortier de pose	: 2cm	$\gamma = 2000kg/m^3$	G2=40Kg/m²
3- Lit de sable	: 2 cm	$\gamma = 1800kg/m^3$	G3=36Kg/m²
4- dalle en béton armée :	e	$\gamma = 2500kg/m^3$	G4=e γ
5- enduit de ciment	: 2 cm	$\gamma = 2000kg/m^3$	G5=40Kg/m²
- Cloison	:		G6=75Kg/m²

G=G1+G2+G3+G4+G5+G6

Charges d'exploitations:

Q=350Kg/m²

Efforts internes: $Mu=P_U L^2/2$; $Vu=P_U L$

$MS=P_S L^2/2$; $VS=P_S L$

Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre (b = 1m × h)

Mu → As

Armature de répartition: Ar=As/4

calcul de l'espacement

$S_t > s_{t\,max} = \min(0.9d, 40cm)$

Effort tranchant

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} \min\left\{0.20\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\,MPa\right\} & pour\ FPP \\ \min\left\{0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\,MPa\right\} & pour\ FP\ ou\ FTP \end{cases}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{d\,b} \leq \overline{\tau_u}$

non → besoin d'armature transversale → $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$

oui → Pas d'armature transversale

$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$ tq $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$\alpha_u < \alpha$

non → Vérification à l'ELS est necessaire

oui → Vérification à l'ELS n'est pas necessaire

Annexe 11

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\frac{l_x}{l_y}$	ELU (ν = 0)		ELS (ν = 0,2)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0648	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0648	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,000	0,0441	1,000

Annexe 12

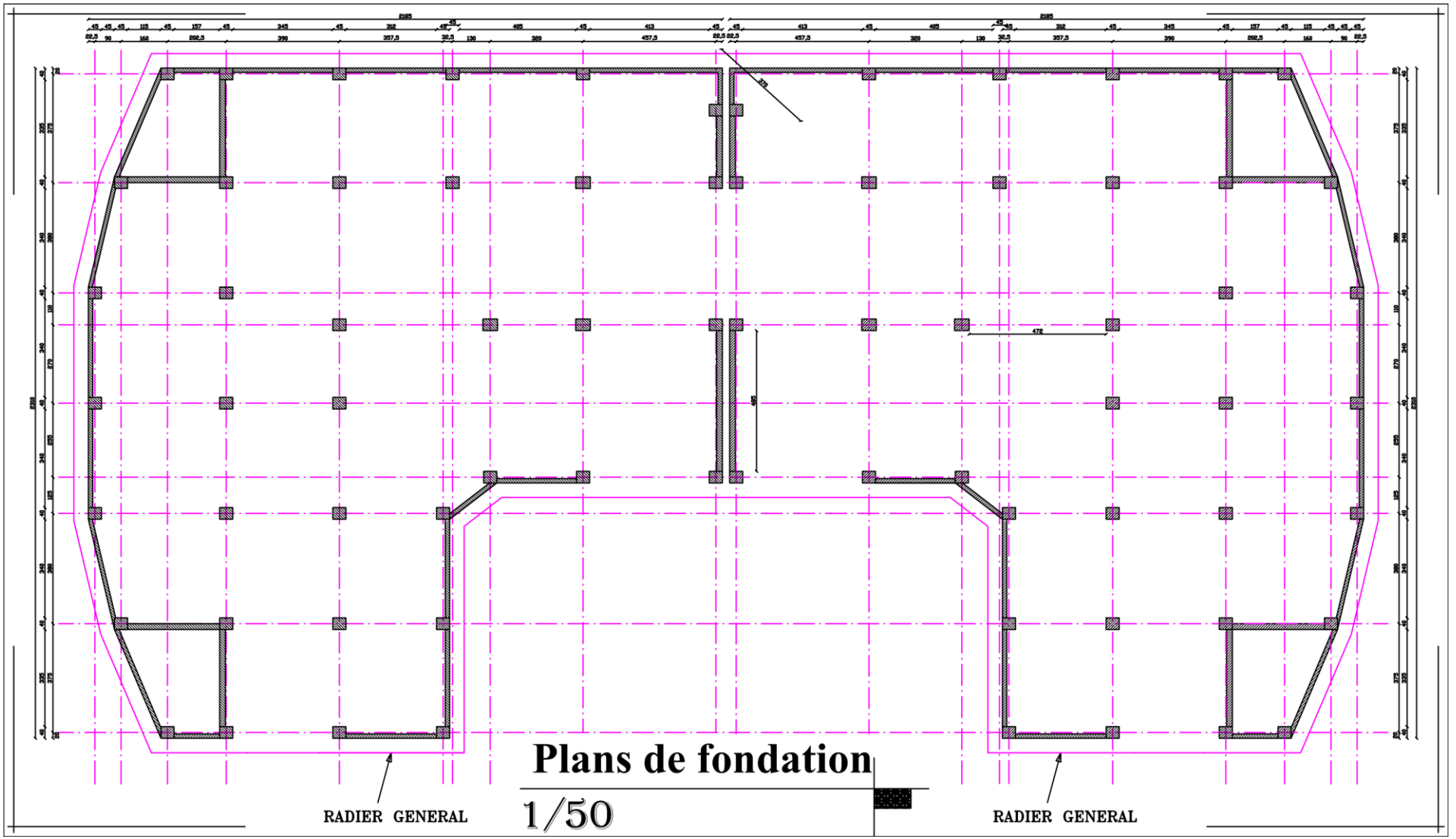
Tableau des Armatures en cm^2

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

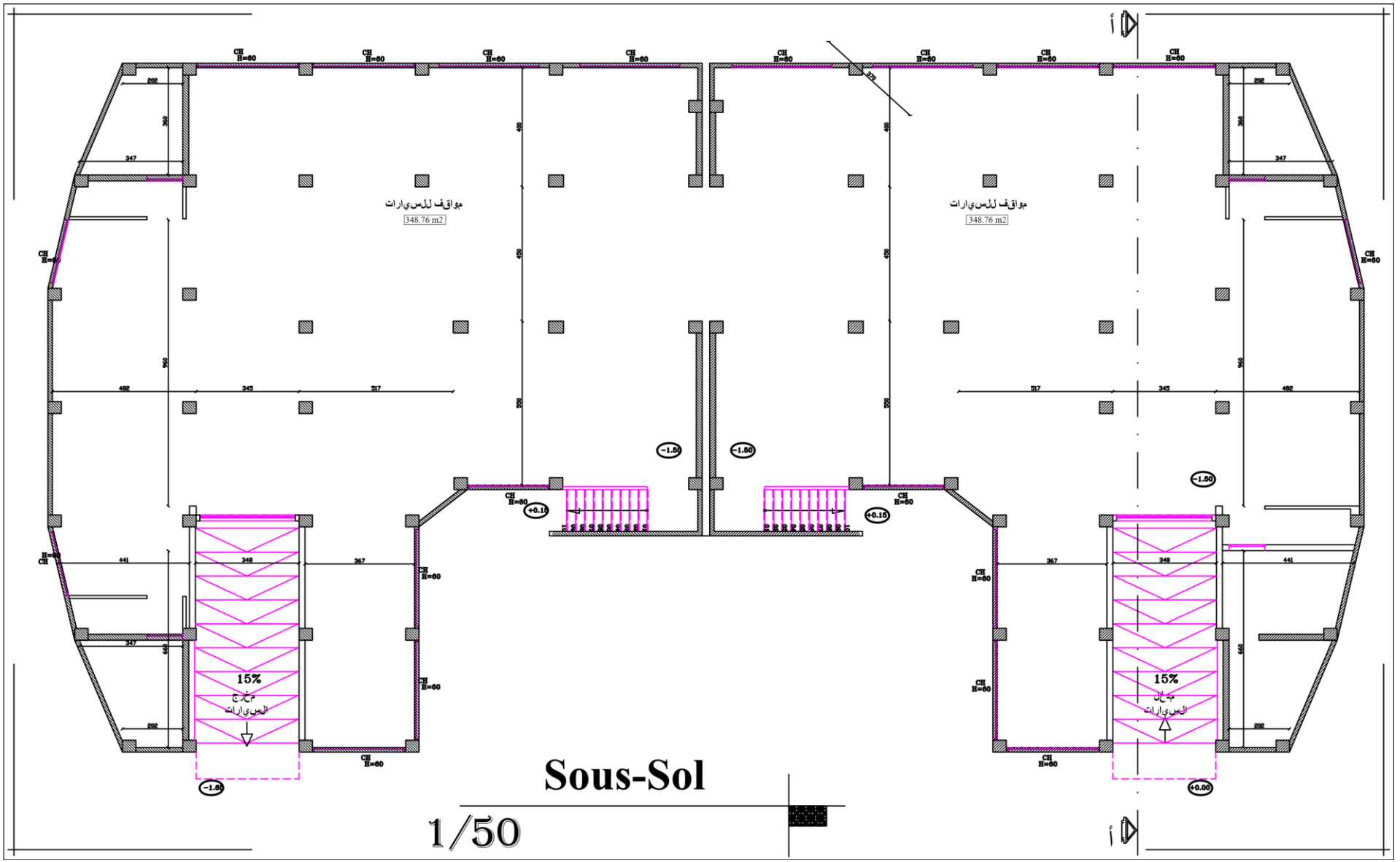
Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Plans architecturaux



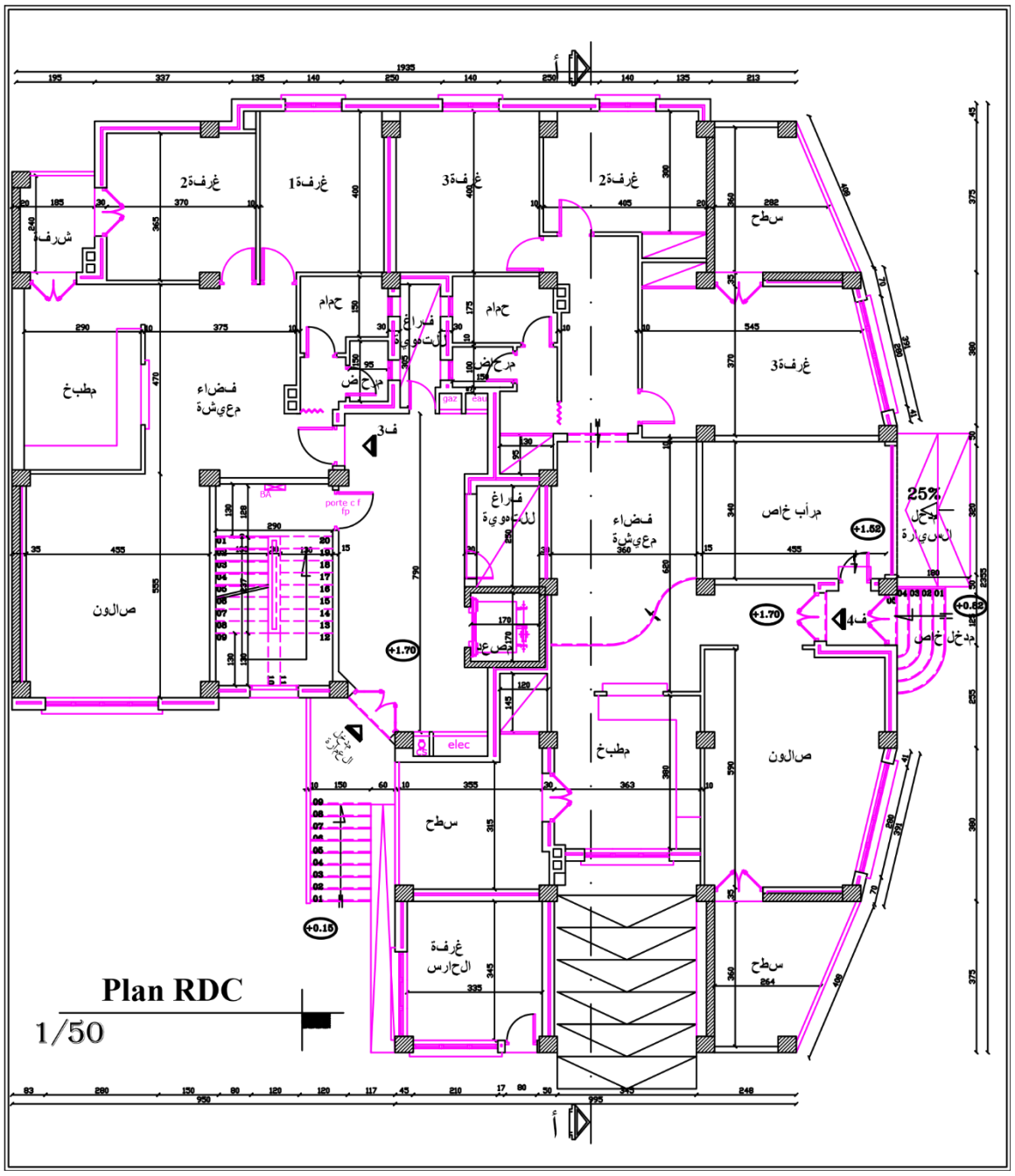
Plans de fondation

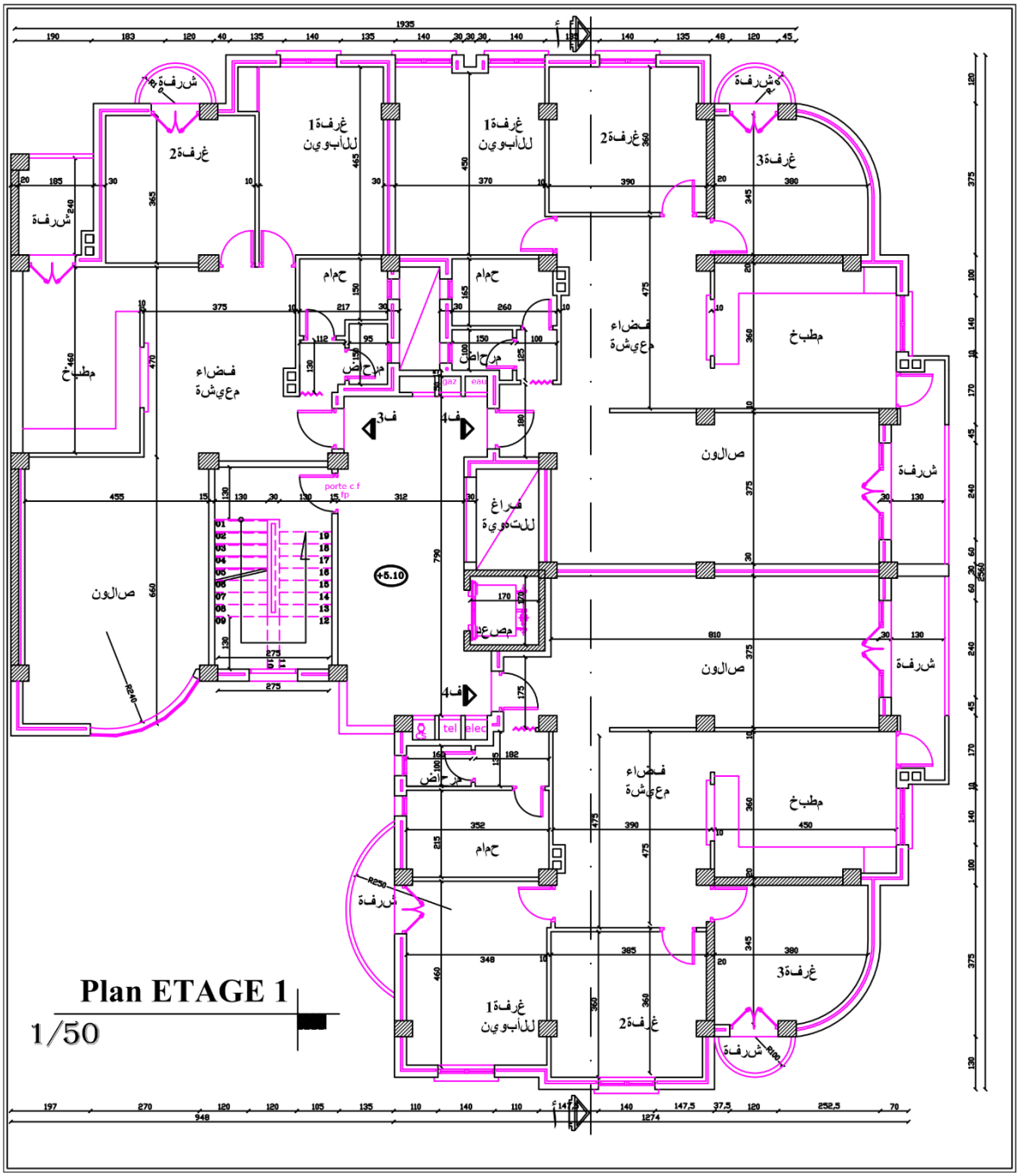
1/50

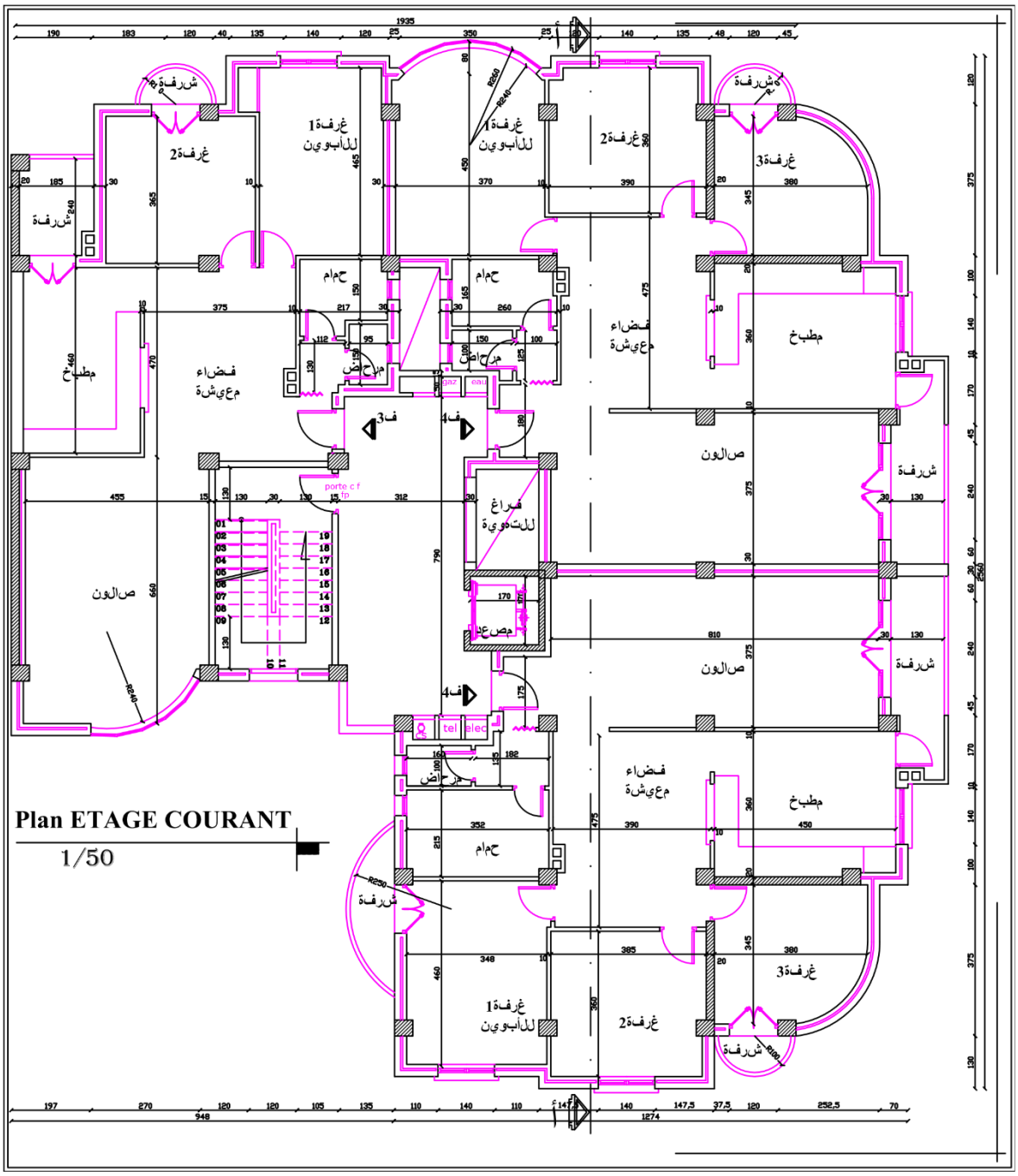

مواقف للسيارات
348.76 m2
مواقف للسيارات
348.76 m2
15%
مخرج
السيارات
15%
مدخل
السيارات
-1.50
-1.50
-1.50
+0.15
+0.15
+0.00
CH
H=60

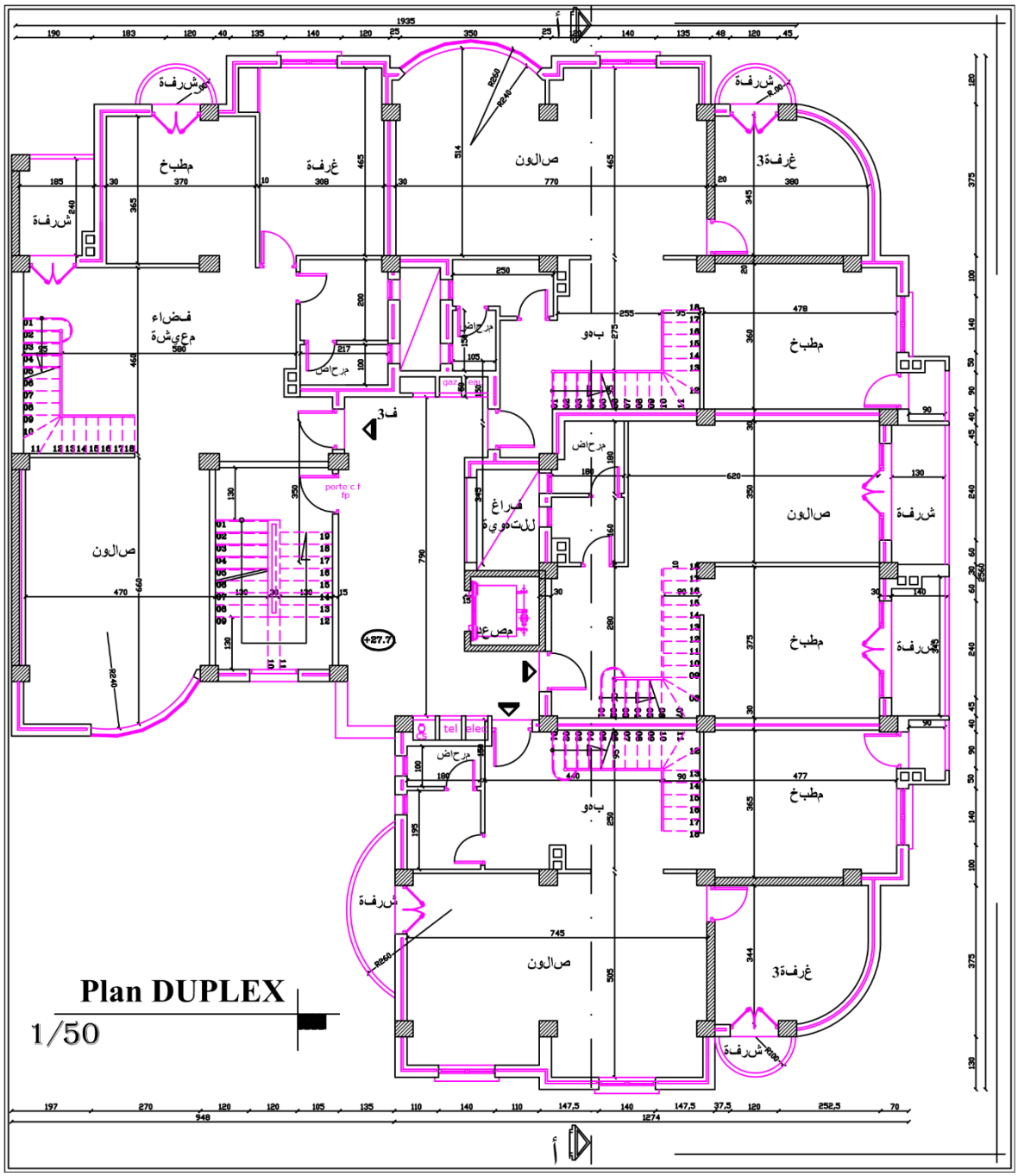
Sous-Sol

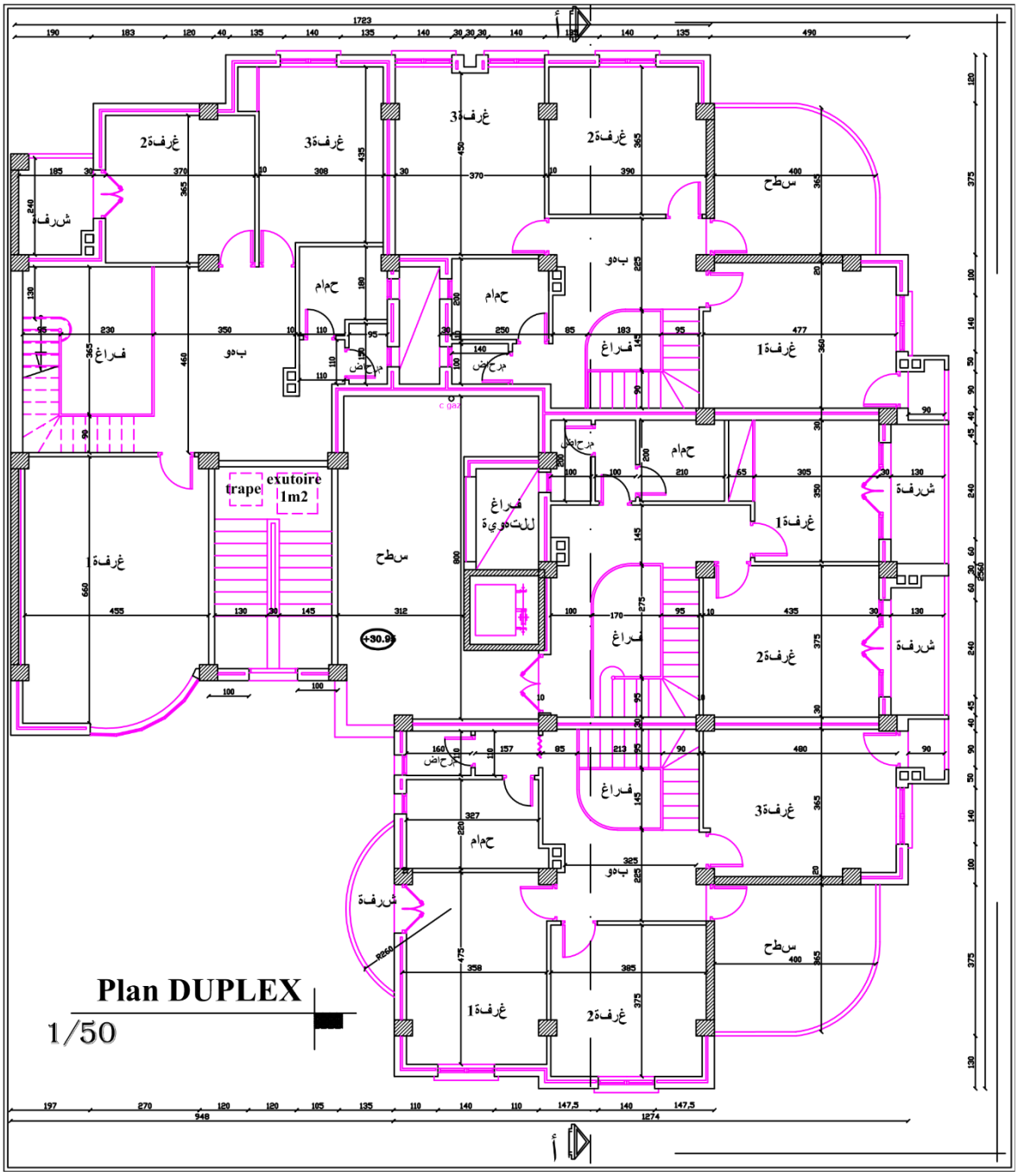
1/50

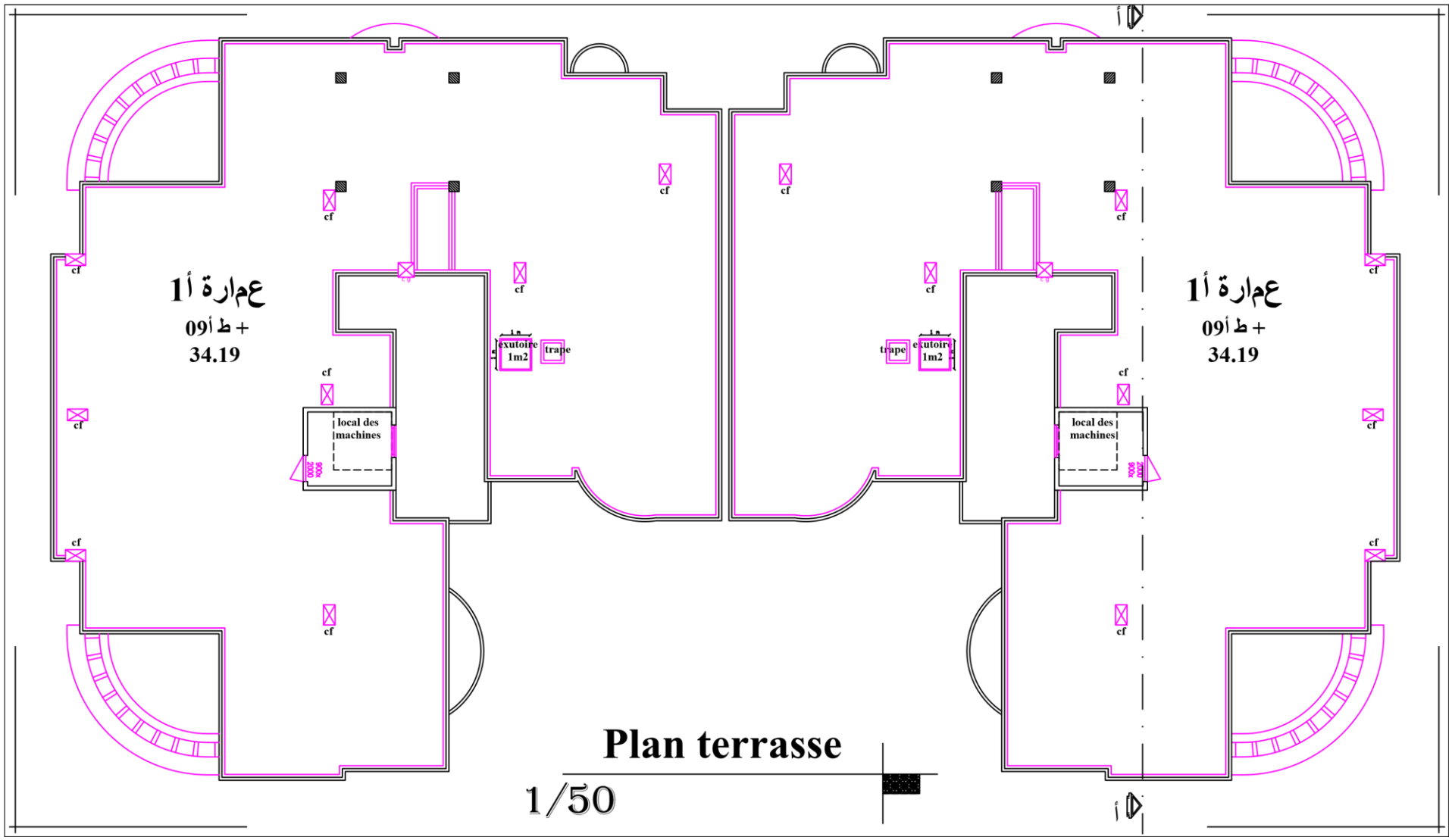

غرفة2
غرفة1
غرفة3
غرفة2
سطح
شرفة
حمام
حمام
فراغ للتهوية
مدخل
مطبخ
فضاء معيشة
غرفة3
ف3
فراغ للتهوية
فضاء معيشة
مرأب خاص
25%
ف4
مدخل خاص
صالون
elec
مطبخ
صالون
سطح
غرفة الحارس
سطح
Plan RDC
1/50


غرفة2
غرفة1 للأبوين
غرفة1 للأبوين
غرفة2
غرفة3
شرفة
حمام
مطبخ
فضاء معيشة
صالون
مراغ للتدوية
مصعد
+5.10
ف3
ف4
Plan ETAGE 1
1/50


غرفة1 للأبوين
غرفة2
غرفة3
شرفة
حمام
مطبخ
فضاء معيشة
صالون
فراغ للتوزيع
مصعد
مرحاض
ف3
ف4
tel
elec
eau
gaz
Plan ETAGE COURANT
1/50


مطبخ
غرفة
صالون
غرفة3
شرفة
فضاء معيشة
حراض
بادو
فراغ للتدوية
مصعد
ف3
صالون
مطبخ
شرفة
غرفة3
porte c f
fp
gaz
tel
elec
+27.7
Plan DUPLEX
1/50


غرفة2
غرفة3
غرفة3
غرفة2
سطح
شرفة
حمام
بهو
فراغ
غرفة1
مدخل
trape
exutoire
1m2
سطح
فراغ للتدوية
حمام
غرفة1
شرفة
+30.95
فراغ
غرفة2
شرفة
مدخل
فراغ
غرفة3
حمام
بهو
شرفة
سطح
غرفة1
غرفة2
Plan DUPLEX
1/50


عمارة أ1
ط أ09 +
34.19
عمارة أ1
ط أ09 +
34.19
exutoire 1m2
trape
exutoire 1m2
trape
local des machines
local des machines
cf
Plan terrasse
1/50



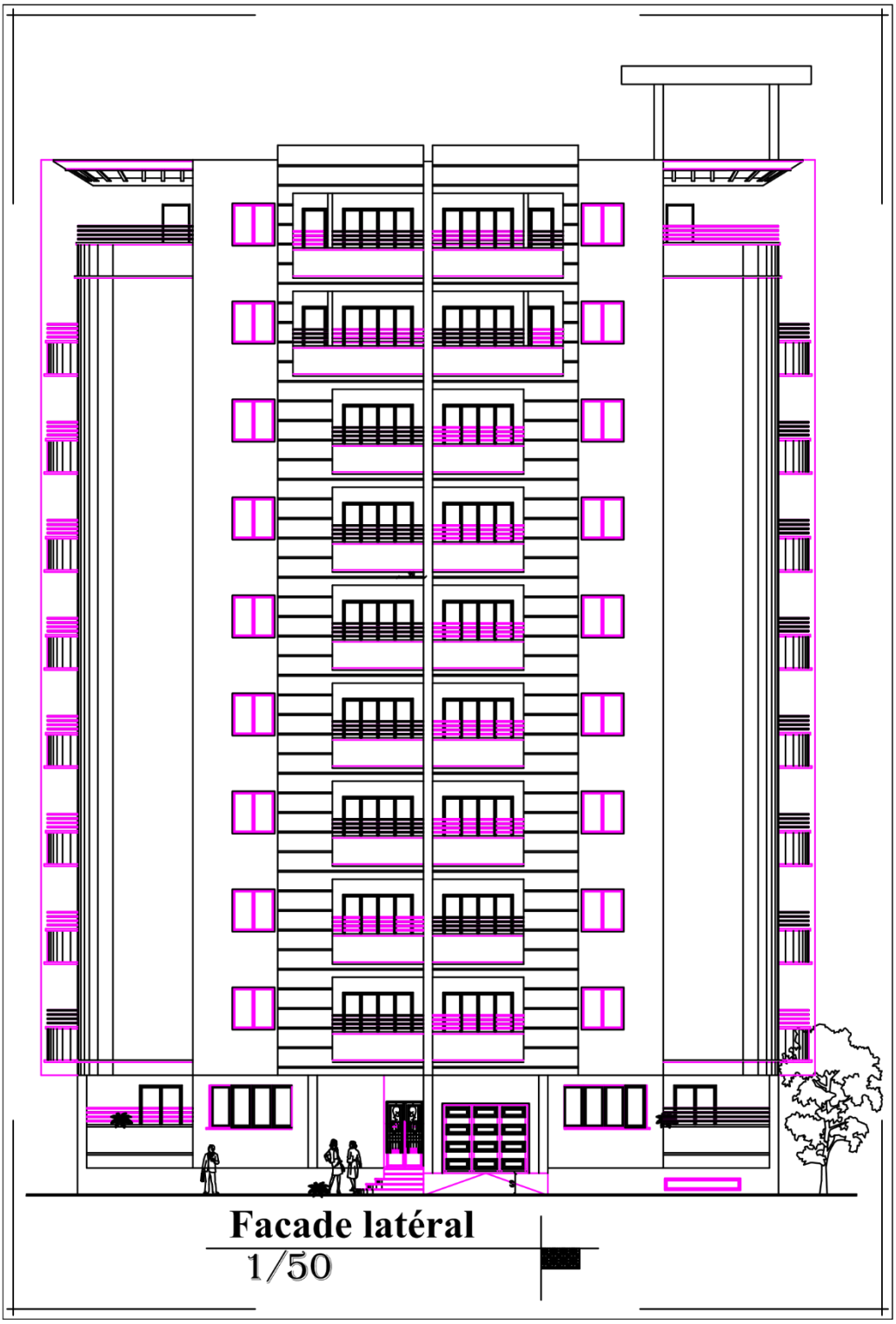
Facade principle

1/50



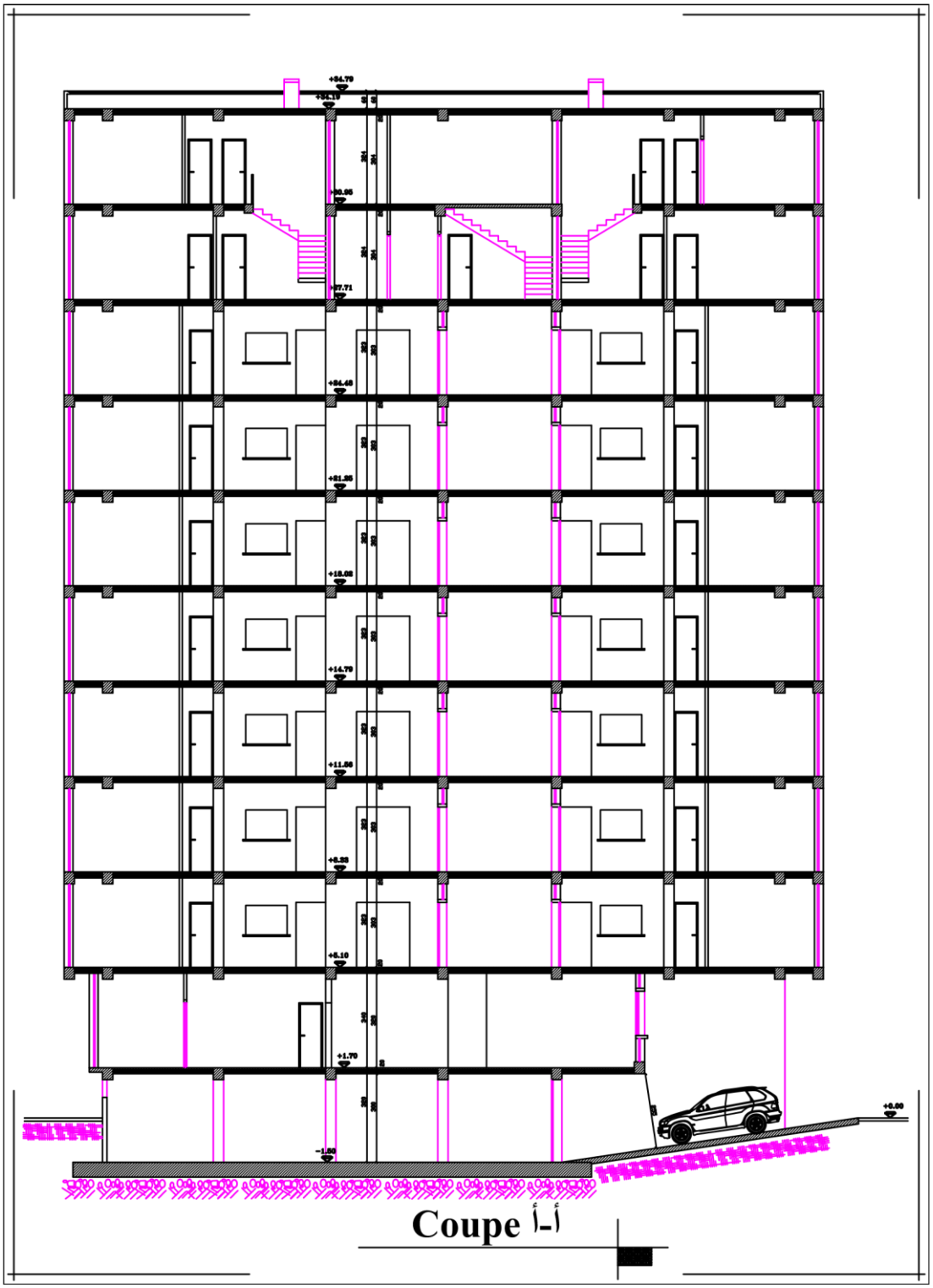
Facade arrière

1/50

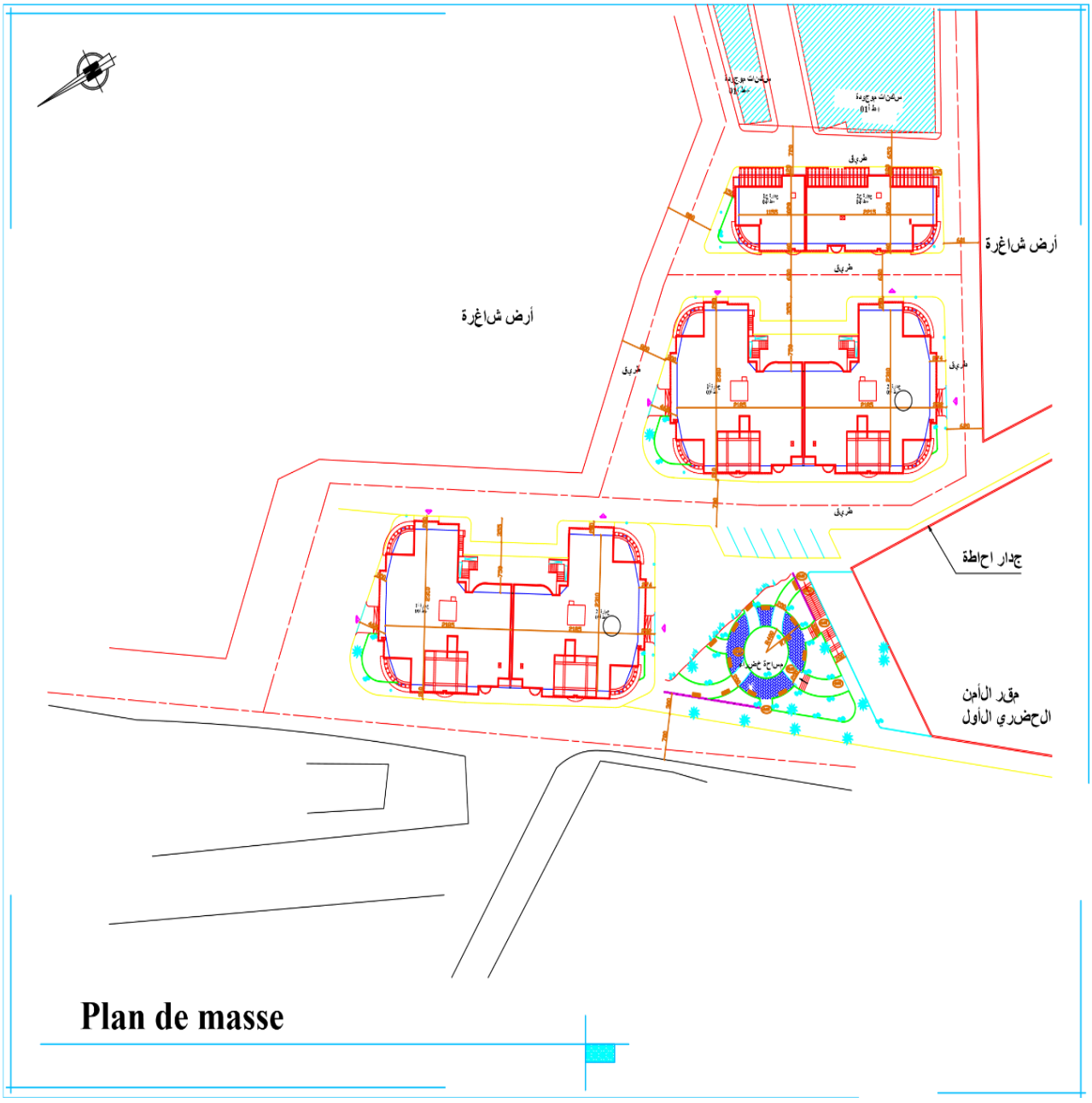


Facade latéral

1/50



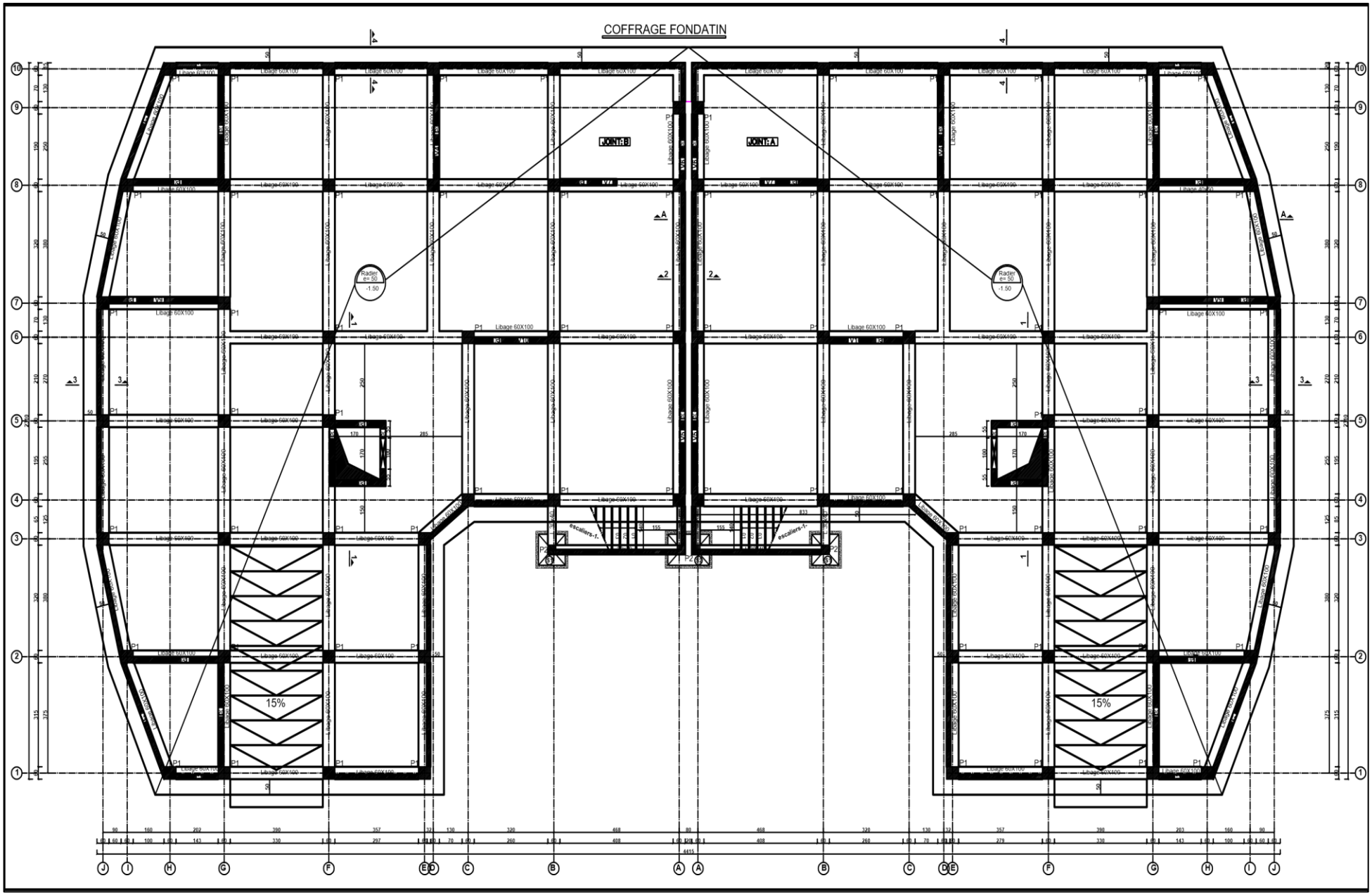
Coupe أ-أ



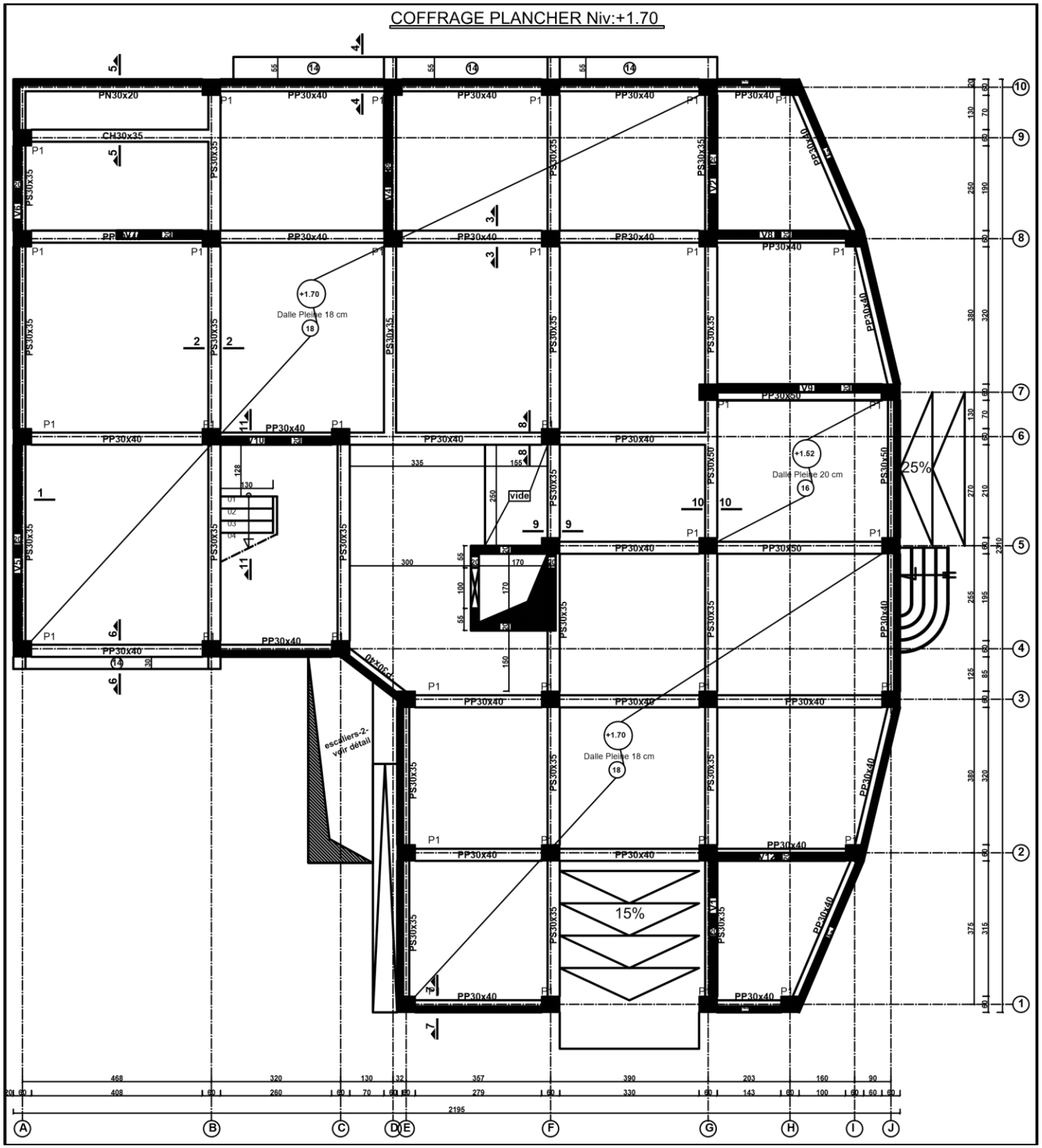
Plan de masse

Plans de Génie Civil

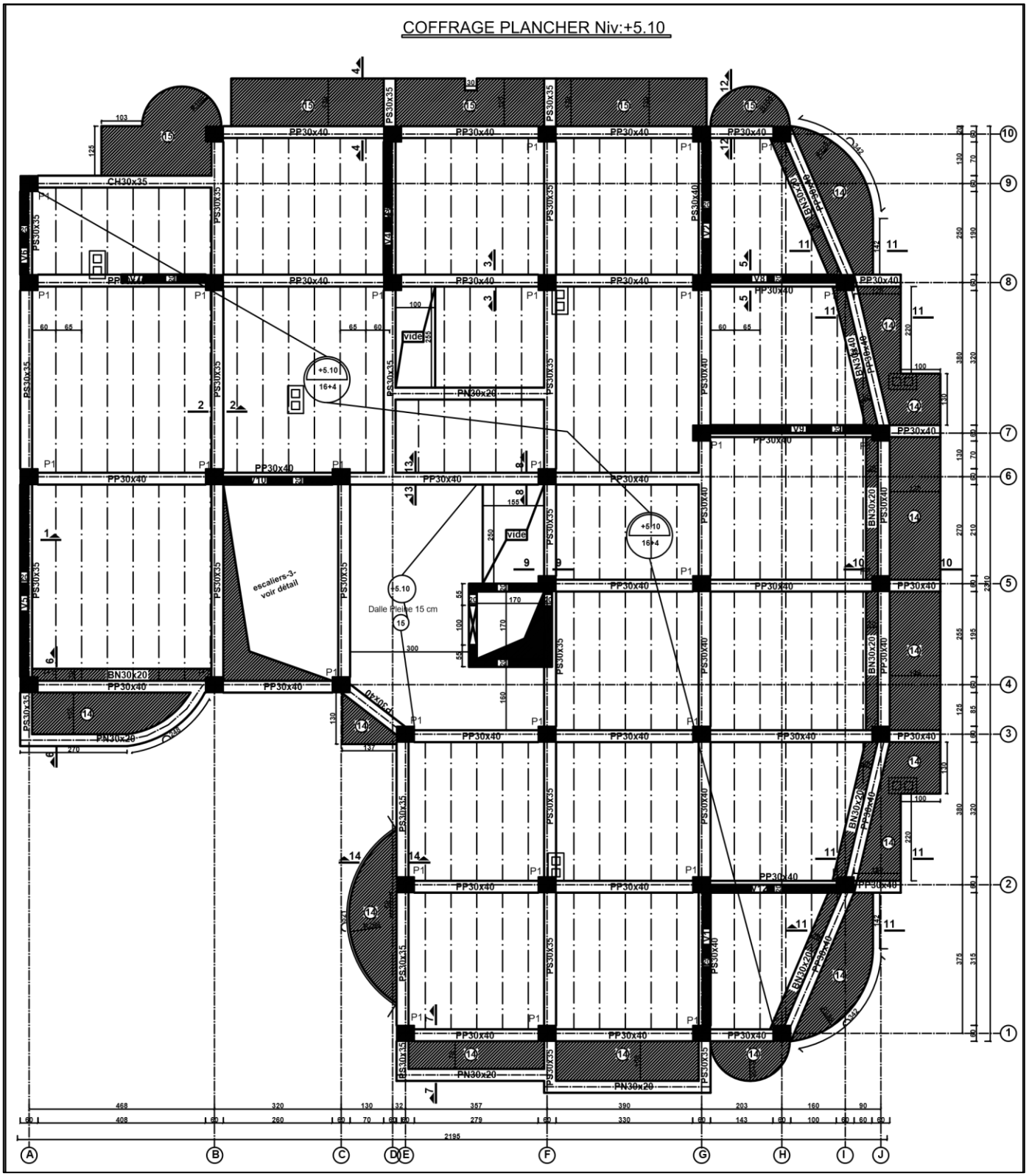
Avec RPA99


COFFRAGE FONDATIN
JOINT B
JOINT A
Radier e= 50 -1.50
Radier e= 50 -1.50
escaliers-1-
escaliers-1-
15%
15%

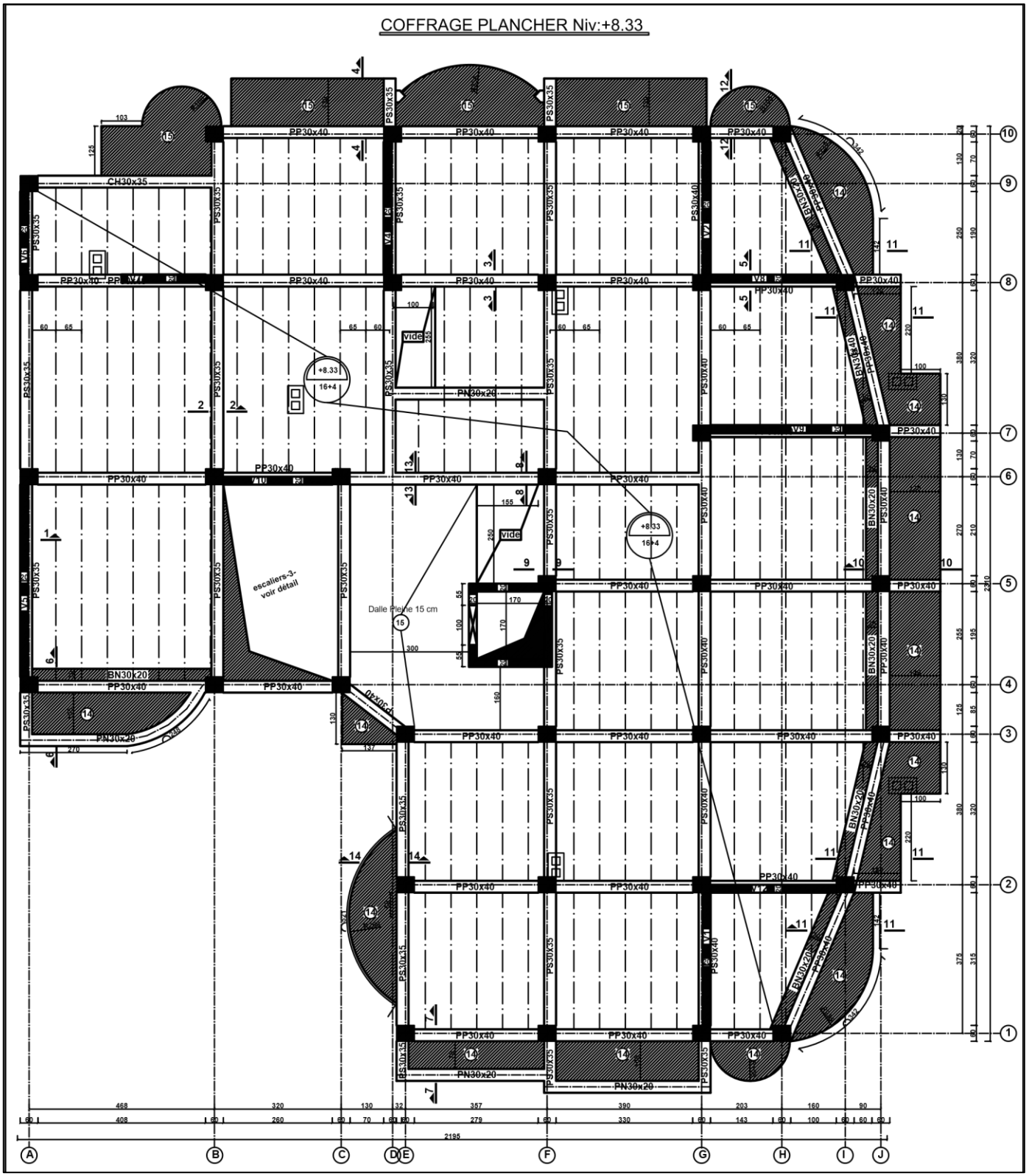
COFFRAGE PLANCHER Niv:+1.70



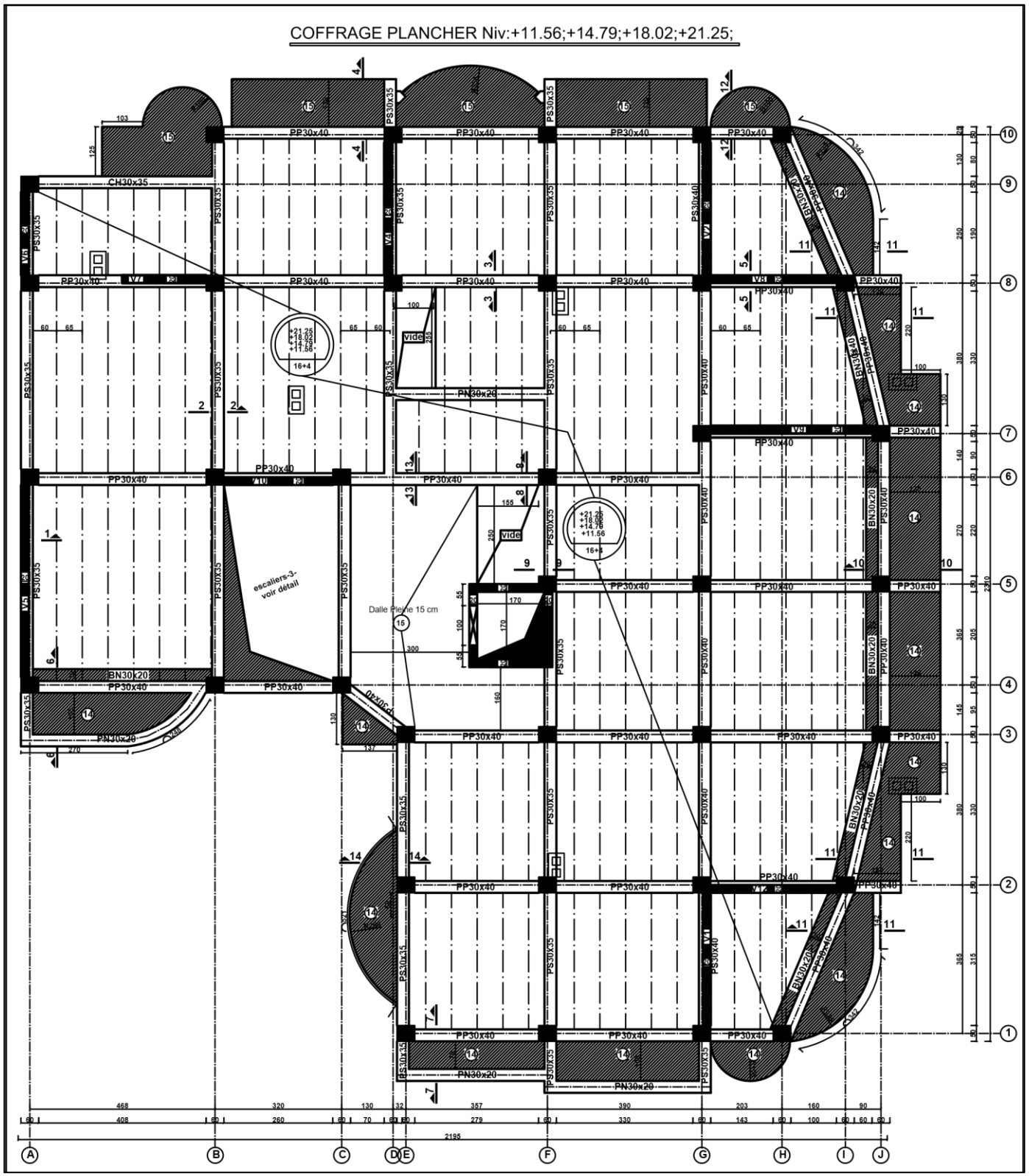
COFFRAGE PLANCHER Niv:+5.10



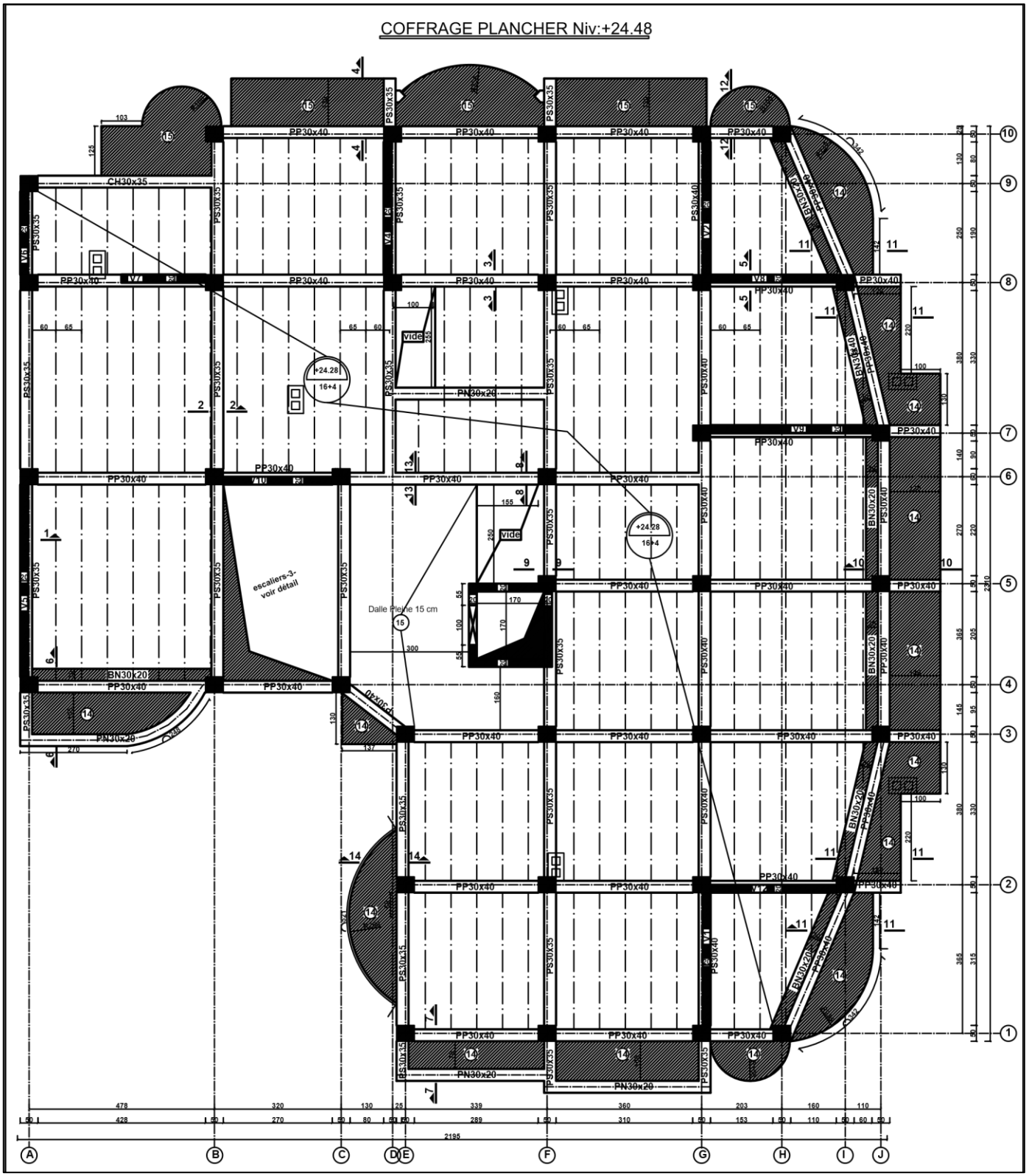
COFFRAGE PLANCHER Niv:+8.33



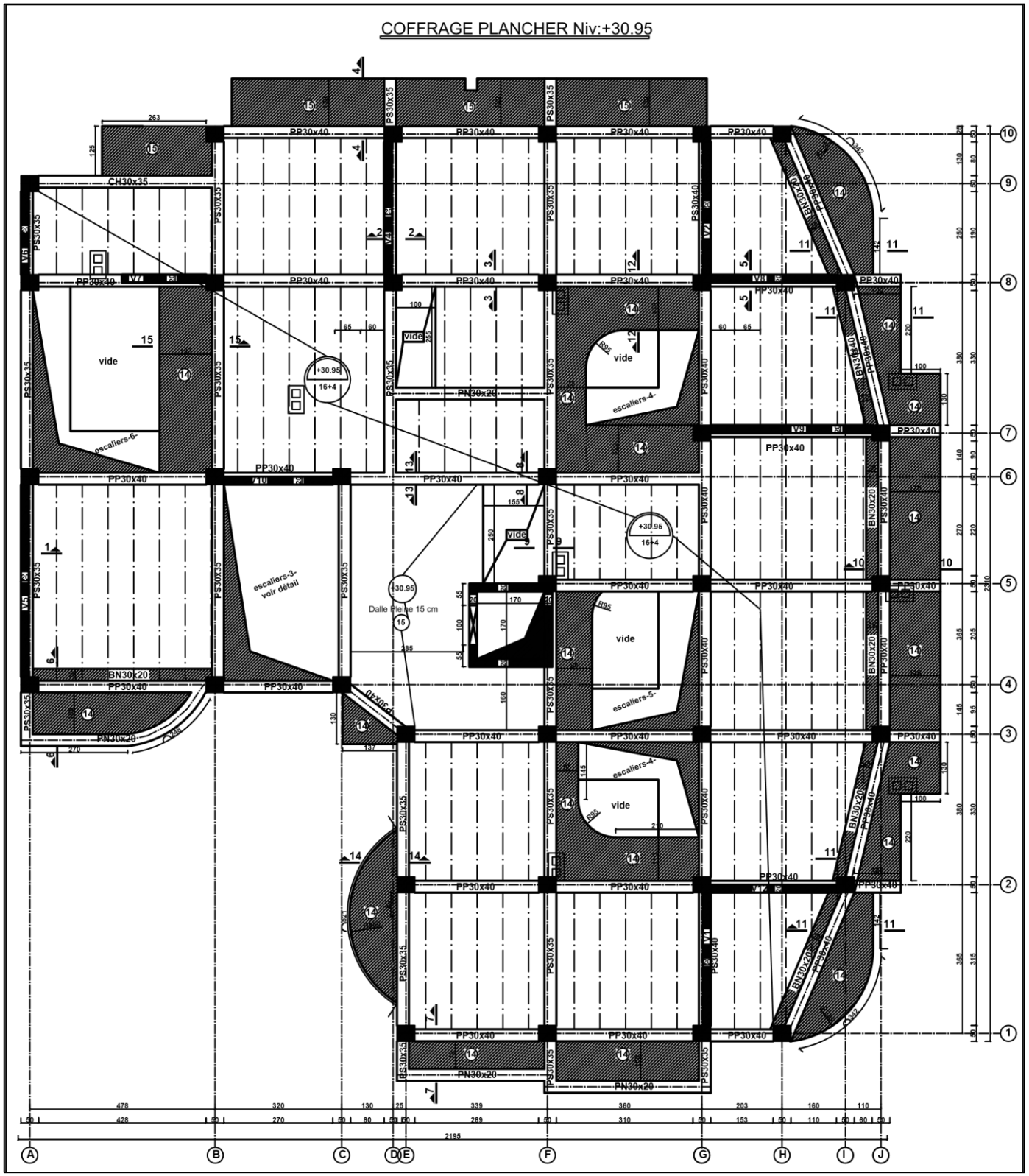
COFFRAGE PLANCHER Niv:+11.56;+14.79;+18.02;+21.25;



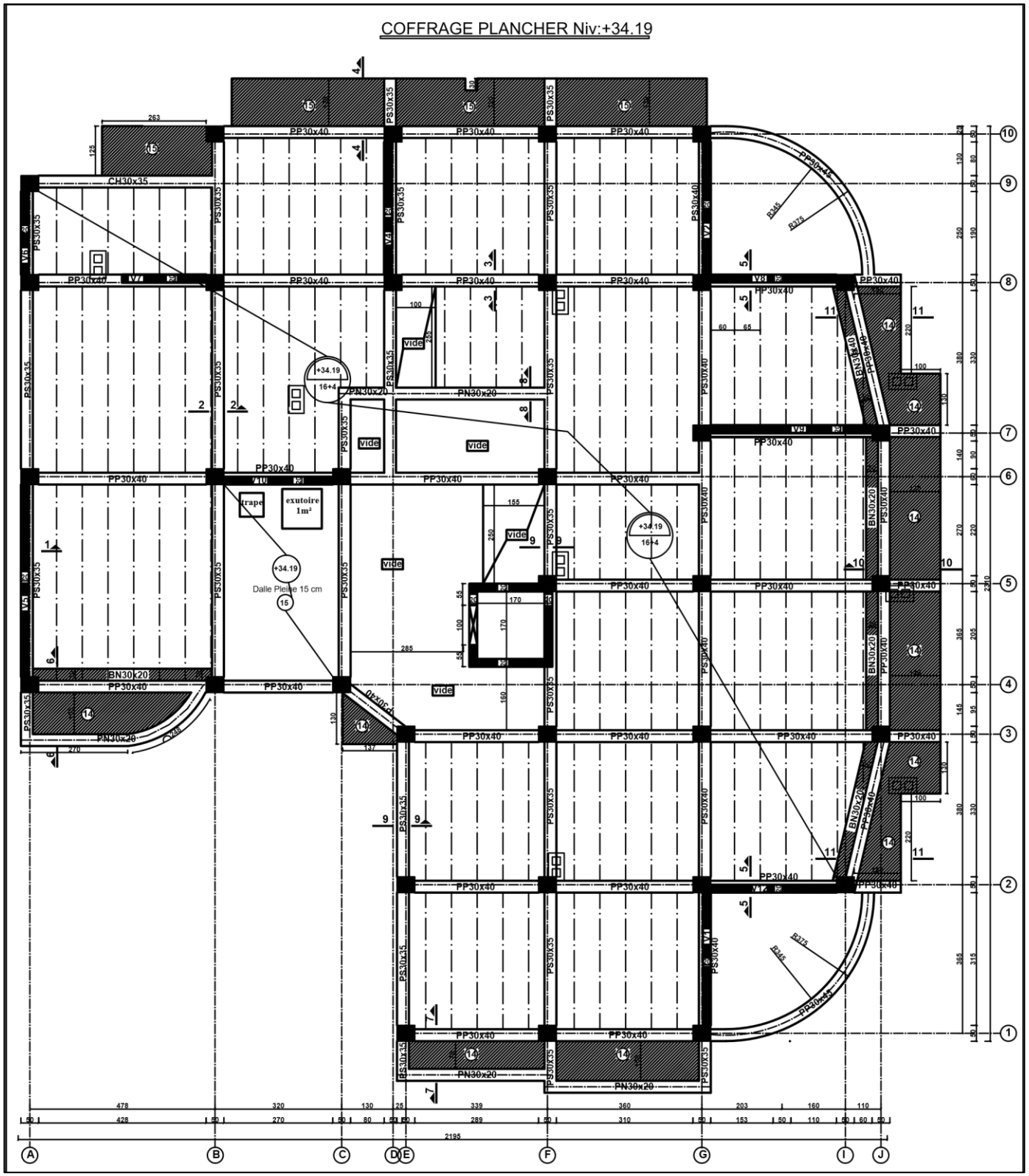
COFFRAGE PLANCHER Niv:+24.48



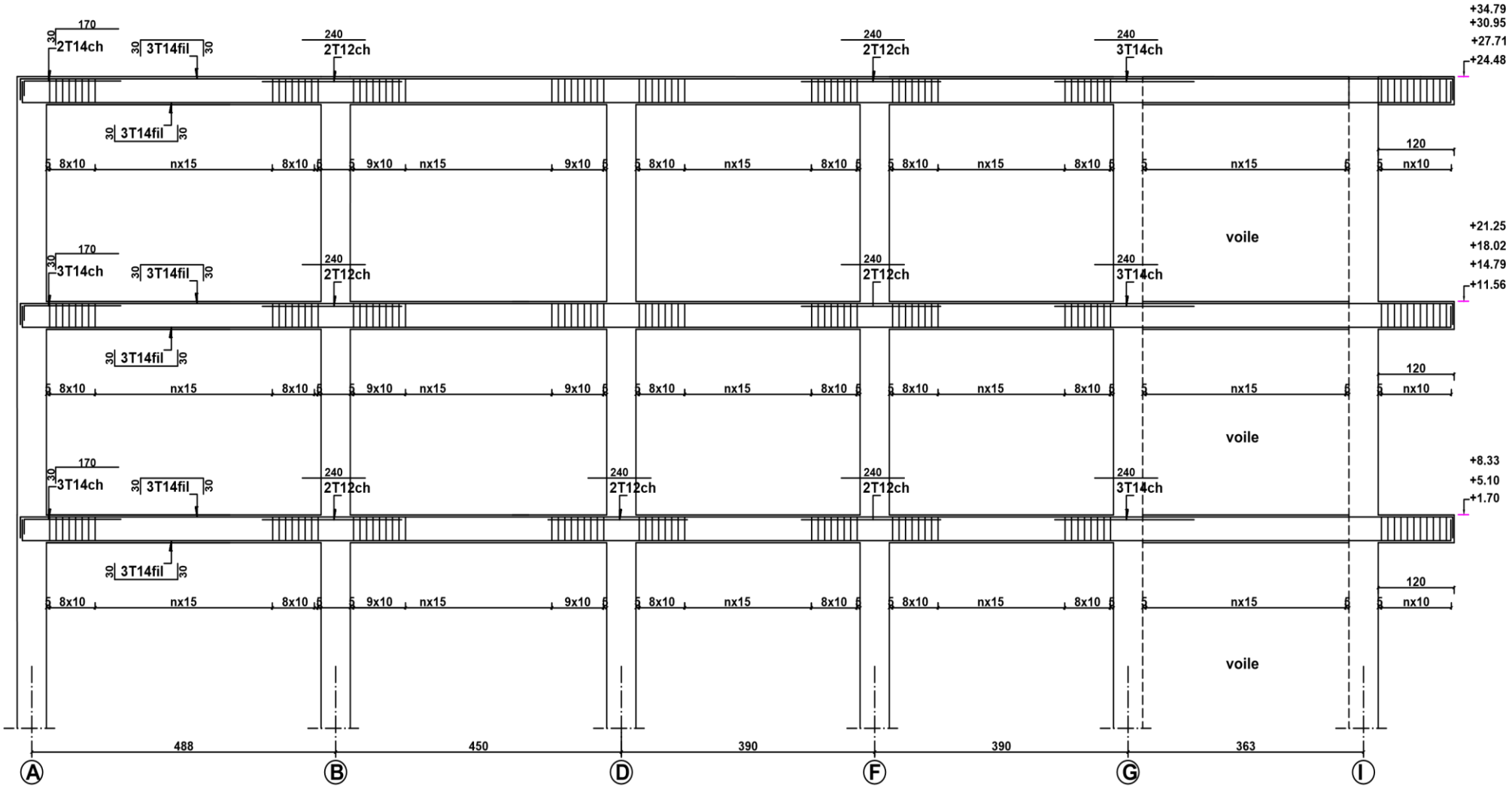
COFFRAGE PLANCHER Niv:+30.95



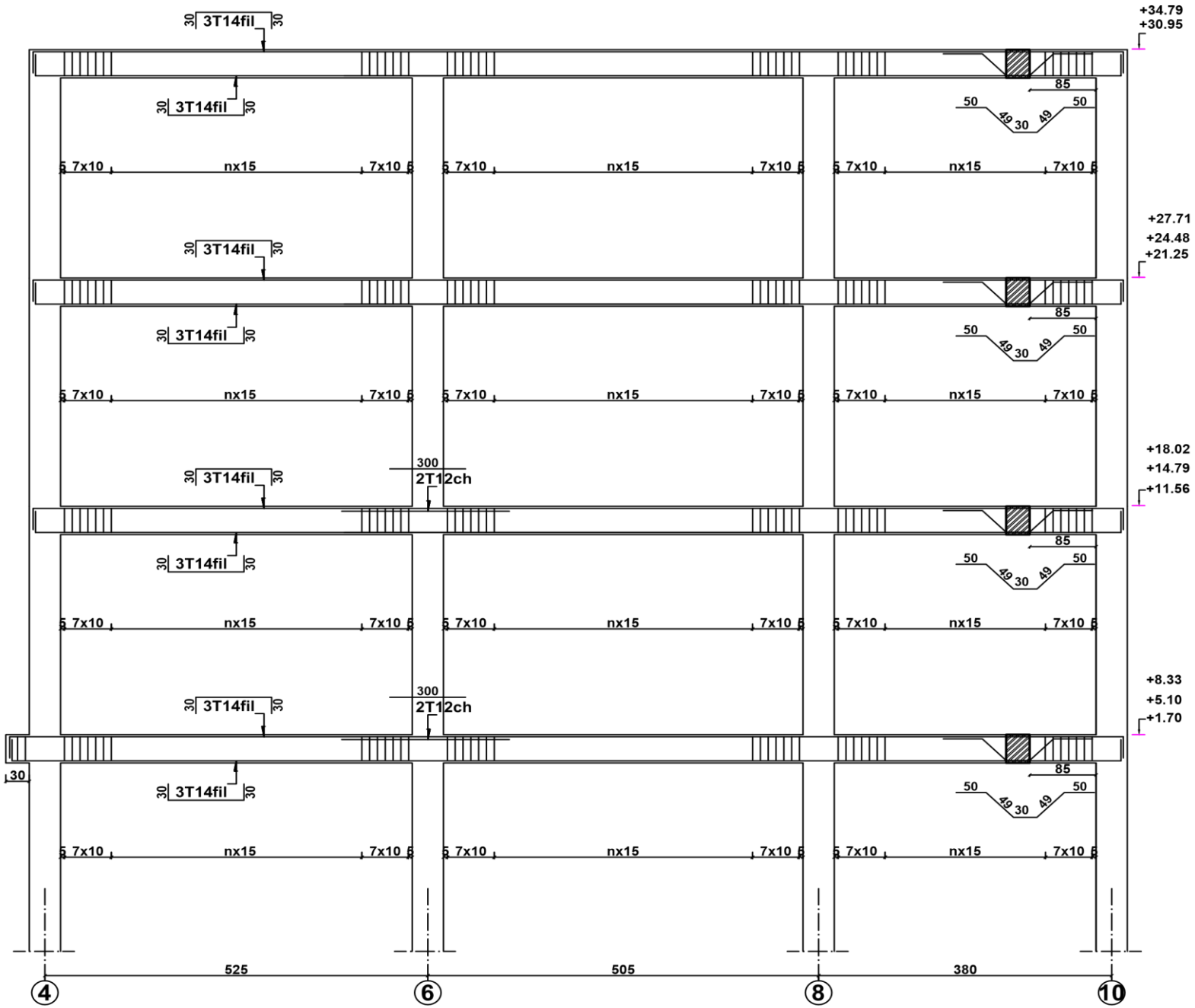
COFFRAGE PLANCHER Niv:+34.19



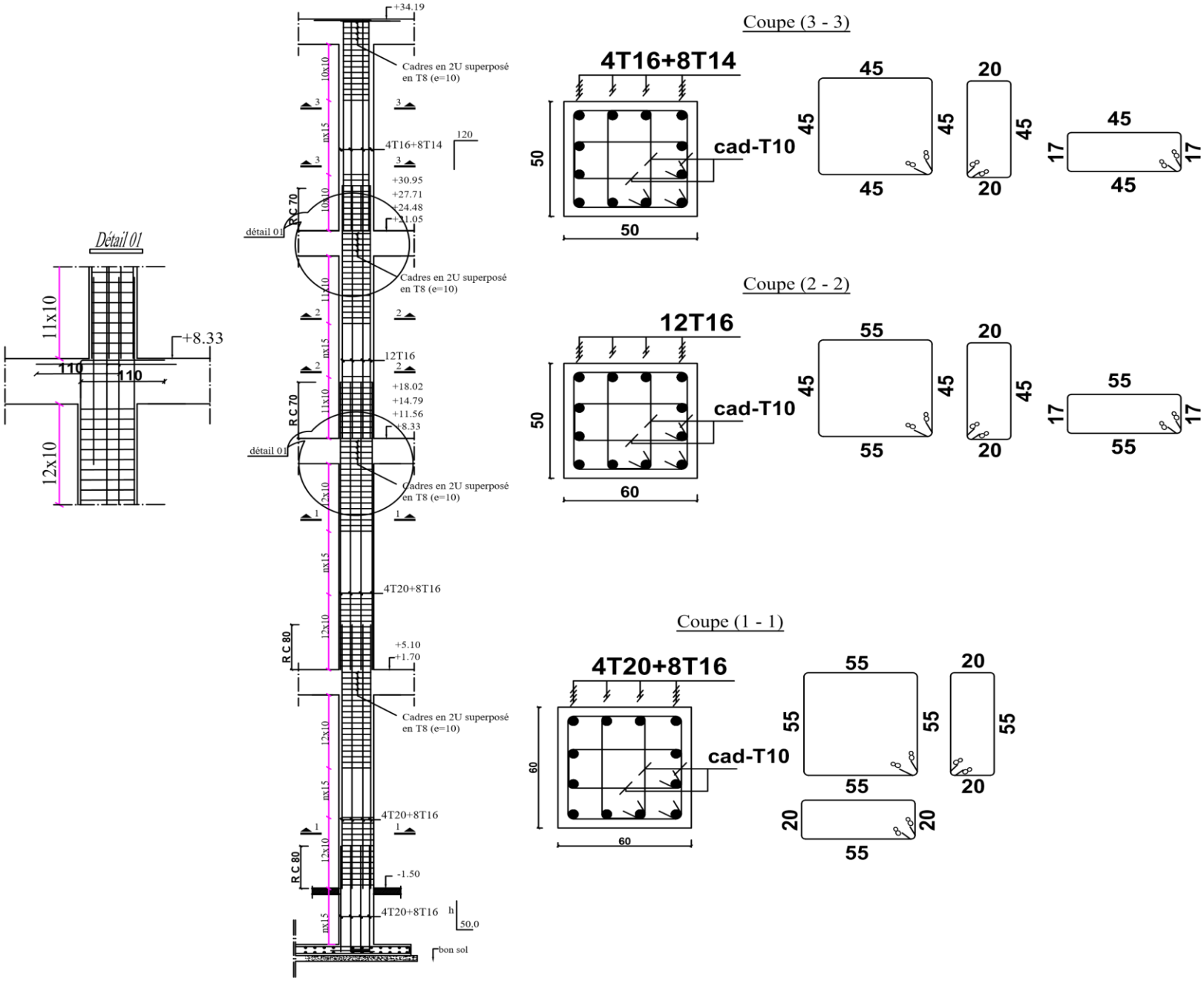
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE: 8



FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE: B



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU POTEAU



Coupe (3 - 3)

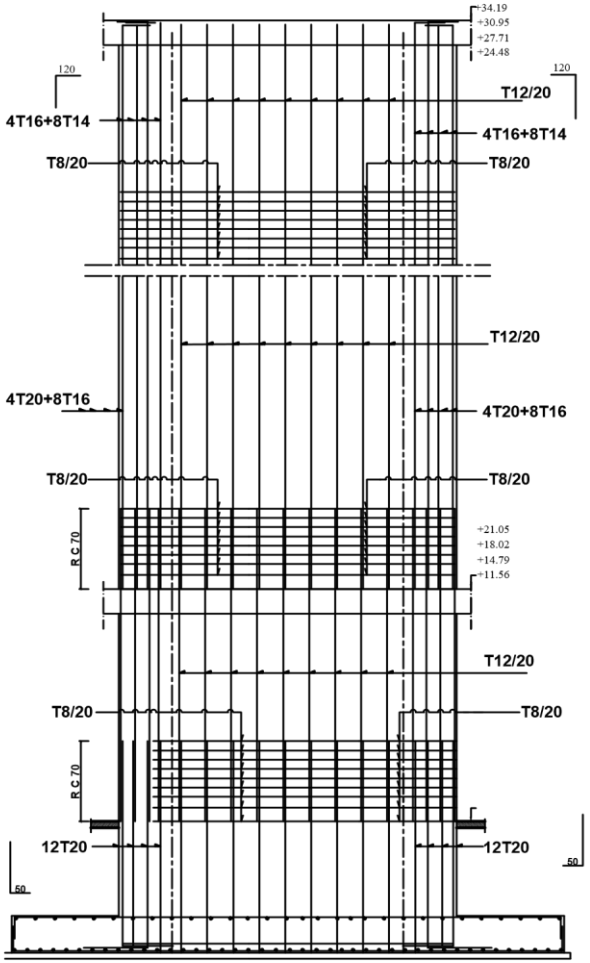
Coupe (2 - 2)

Coupe (1 - 1)

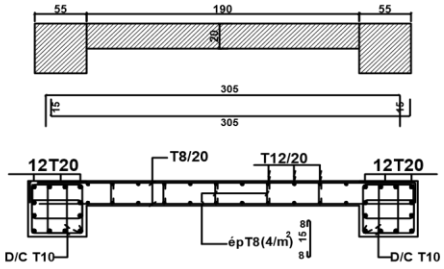
FERRAILLAGE DU VOILE E=20cm

FERRAILLAGE VOILES

Niv:-1.50,+1.70,+5.10,+8.33,+11.56,+14.79,
+18.02,+21.25,+24.48,+27.71,+30.95,+34.19

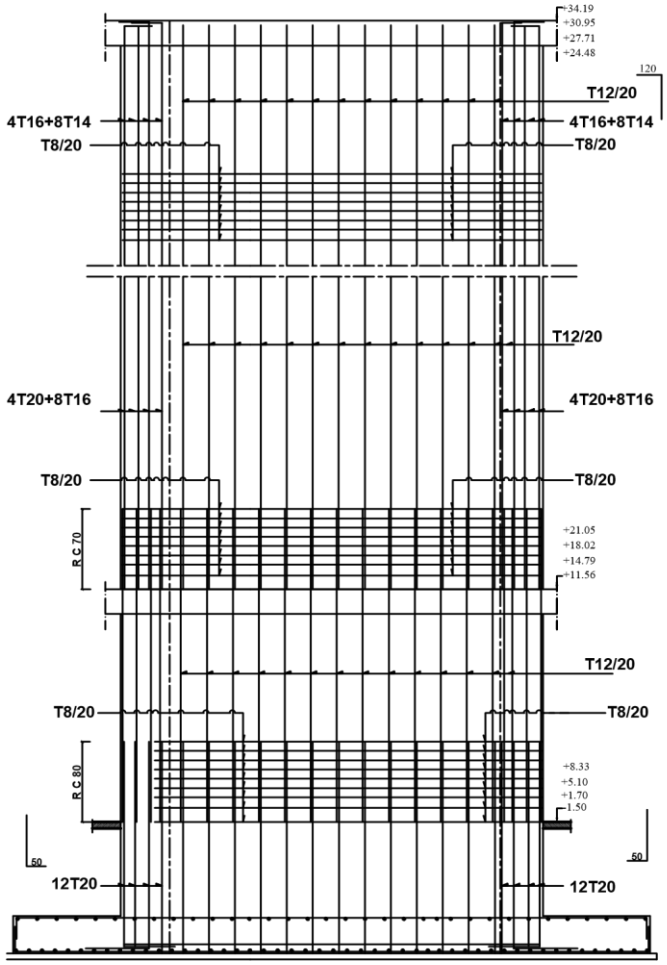


COFFRAGE VOILES

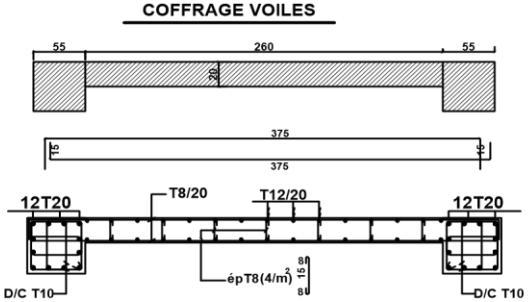


FERRAILLAGE VOILES

Niv:-1.50,+1.70,+5.10,+8.33,+11.56,+14.79,
+18.02,+21.25,+24.48,+27.71,+30.95,+34.19



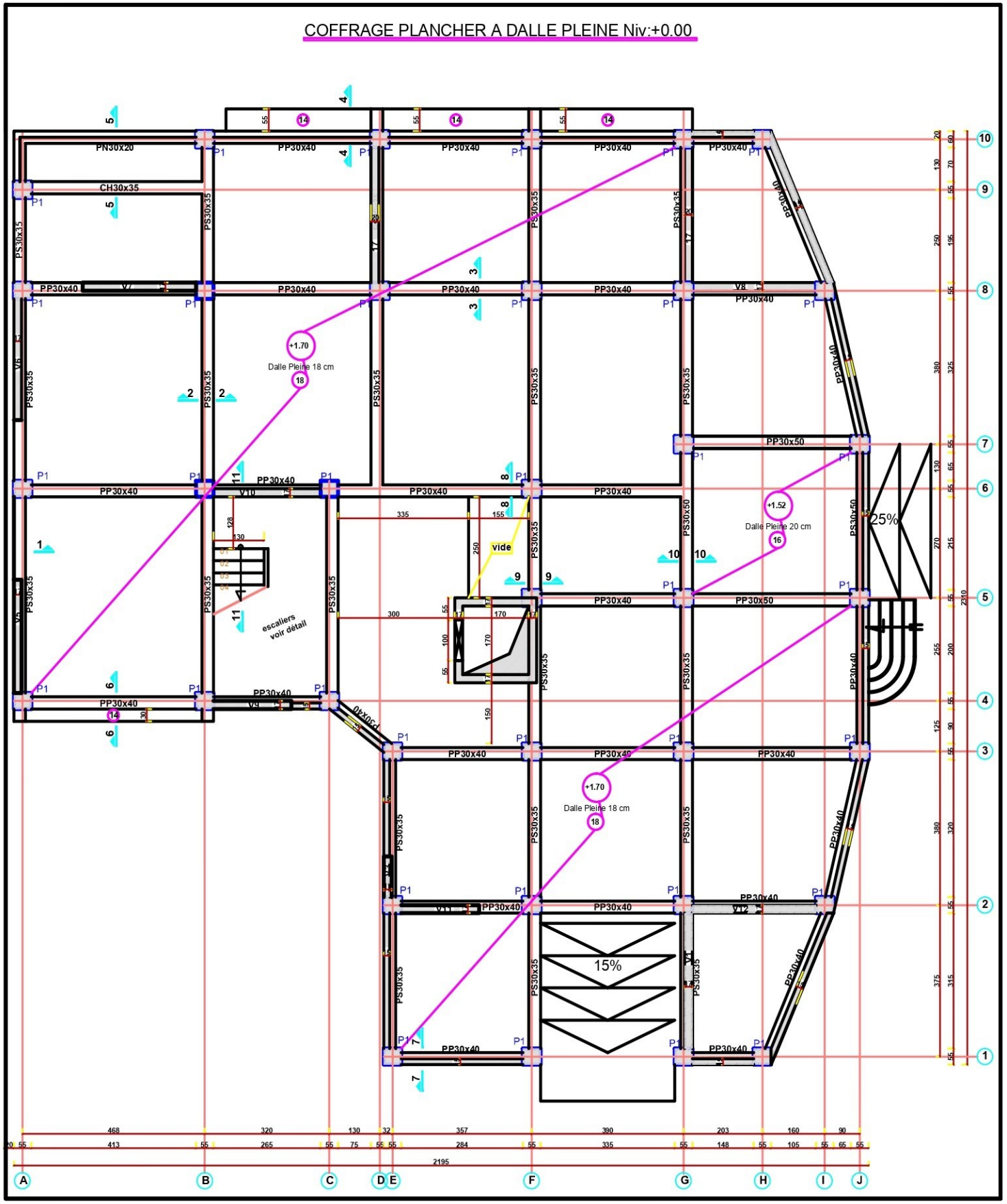
COFFRAGE VOILES



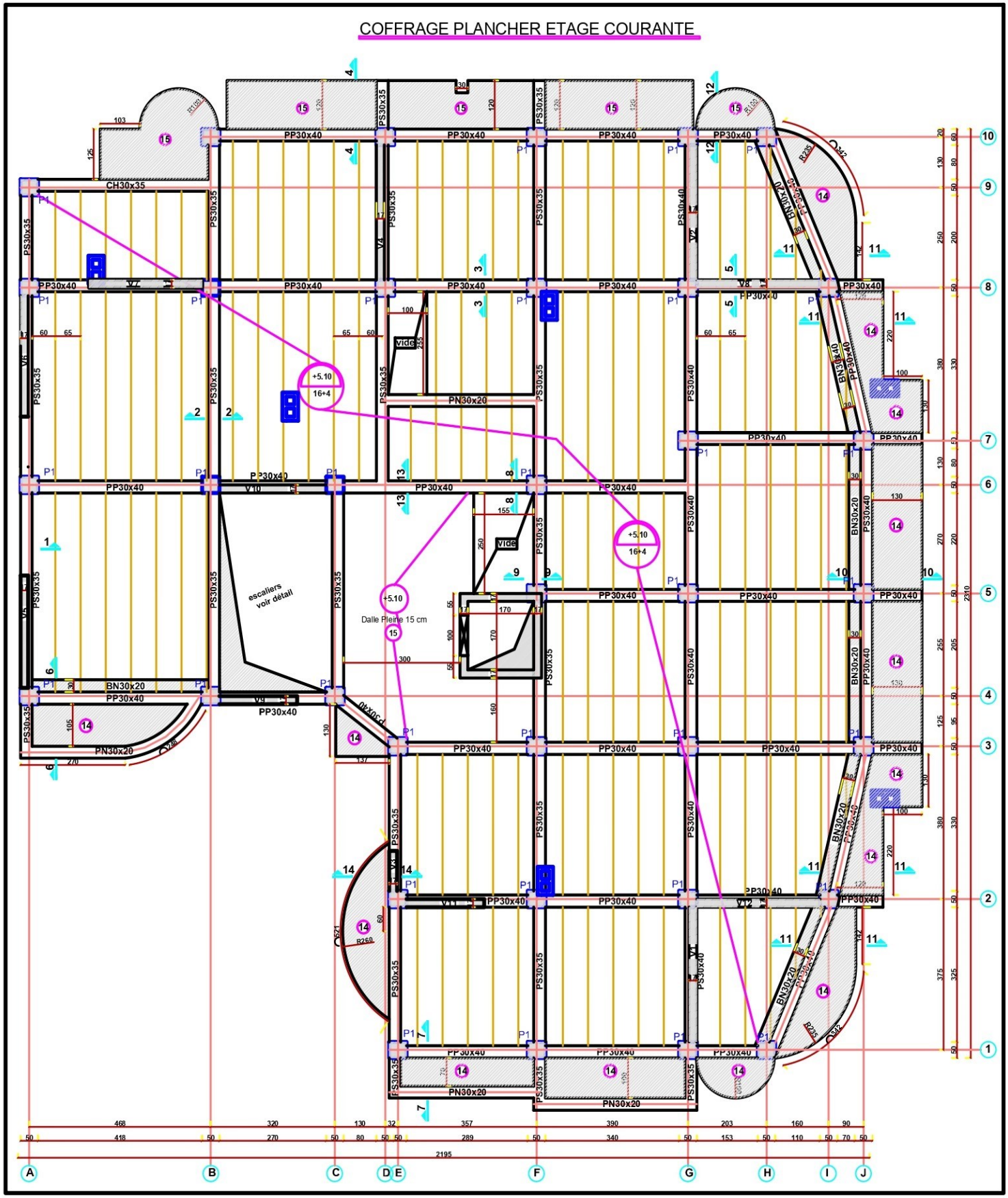
Plans de Génie Civil

Avec RPA24

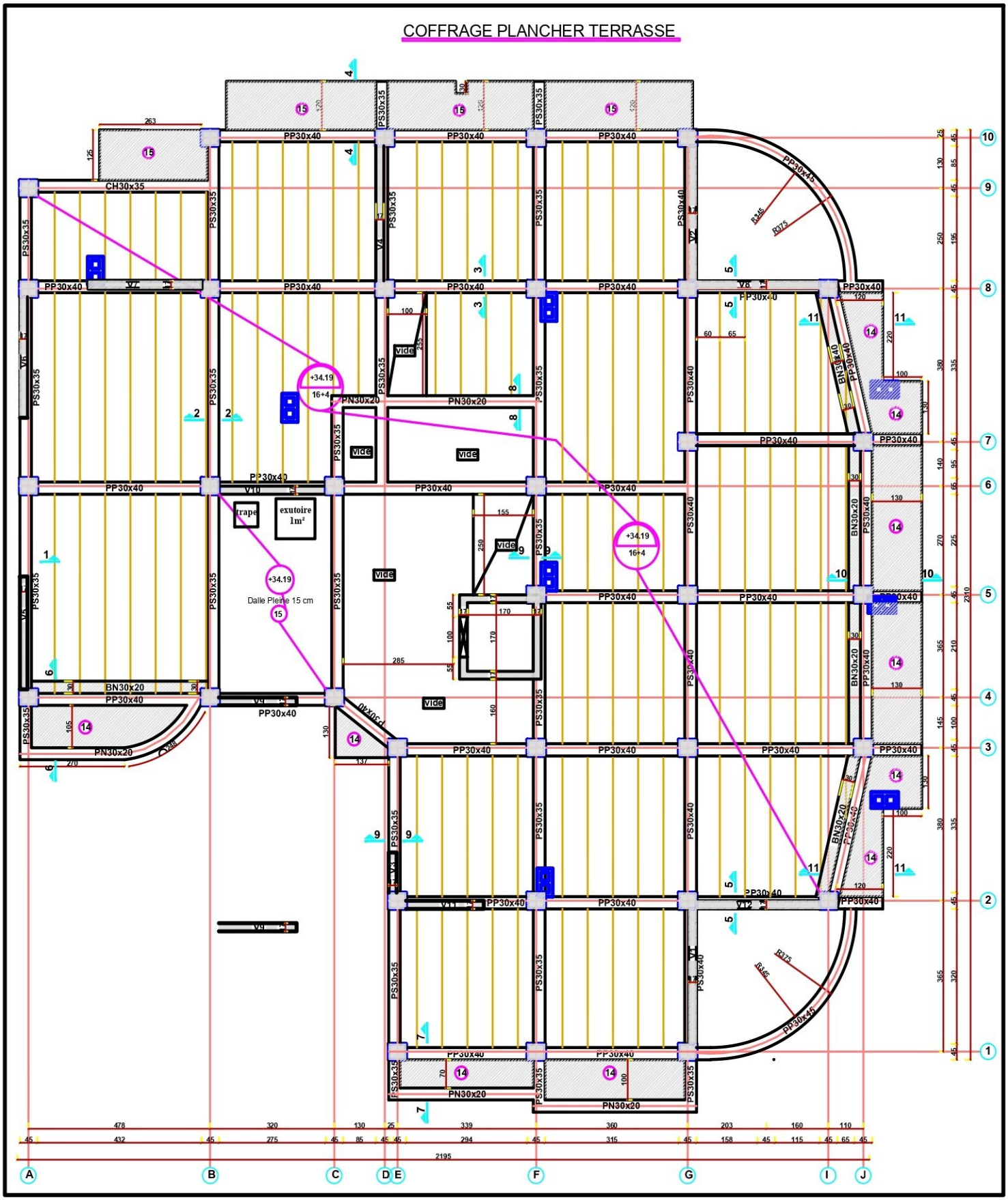
COFFRAGE PLANCHER A DALLE PLEINE Niv:+0.00



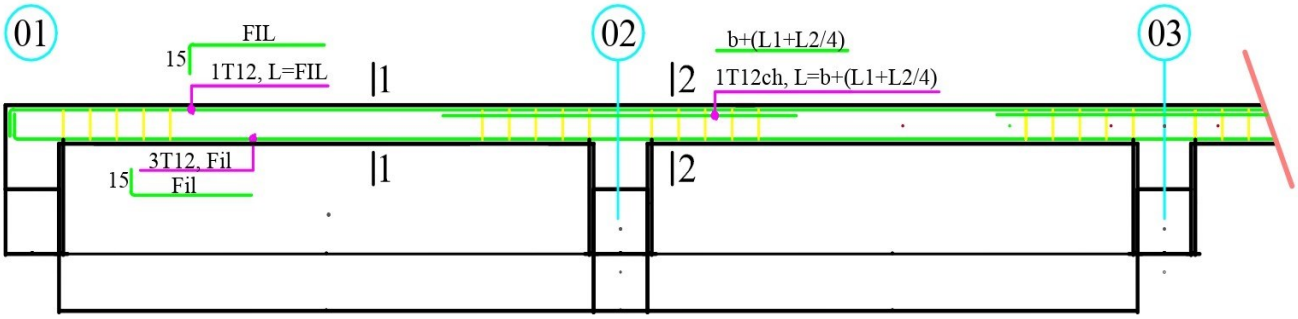
COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANTE

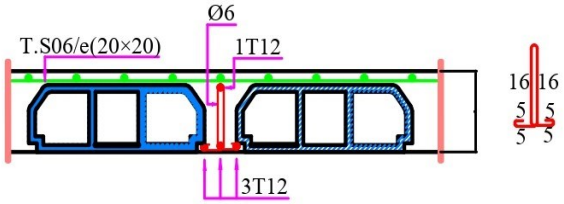


COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

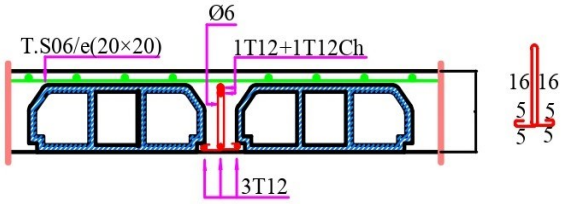


FERRAILLAGE PLANCHER A CORPS CREUX



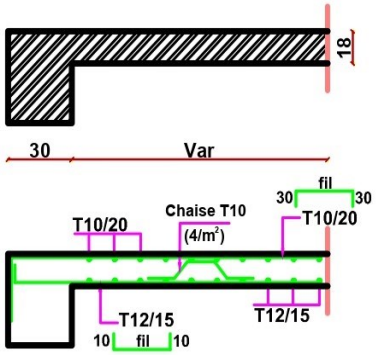


Coupeen travée 1-1

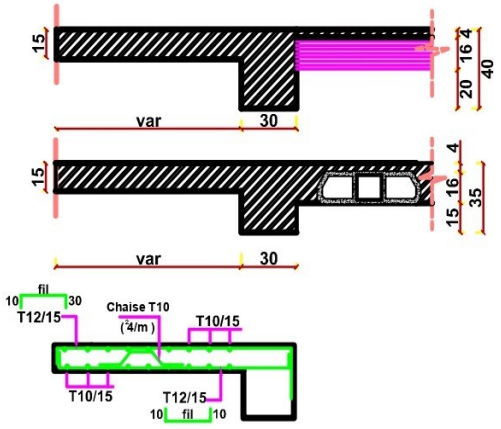


Coupe sur appuis 2-2

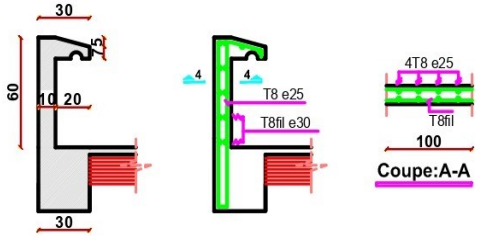
FERRAILLAGE PLANCHER A DALLE PLEINE



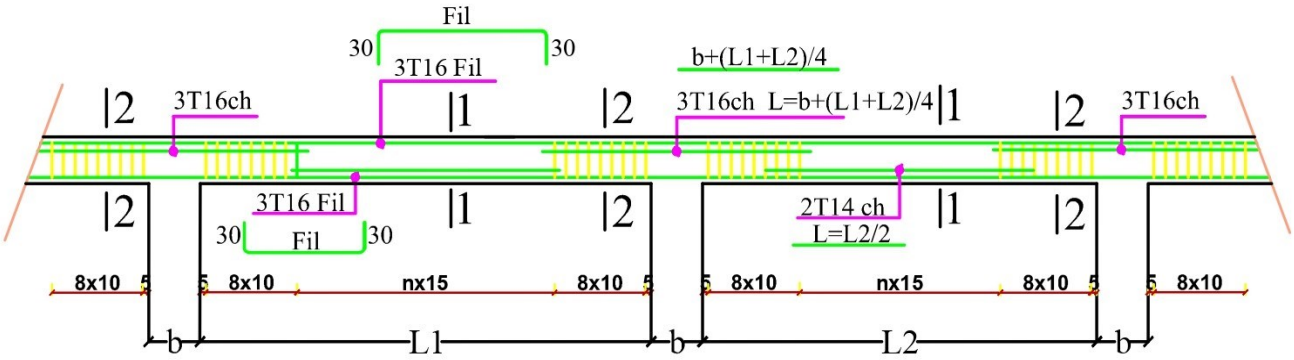
FERRAILLAGE BALCON



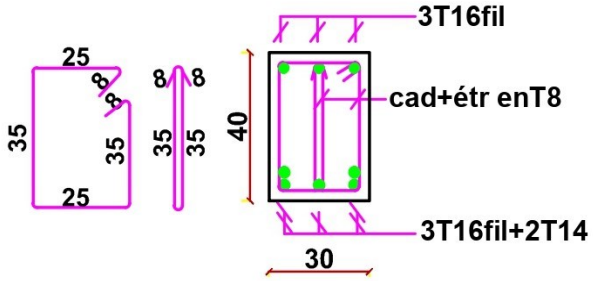
FERRAILLAGE ACROTERE



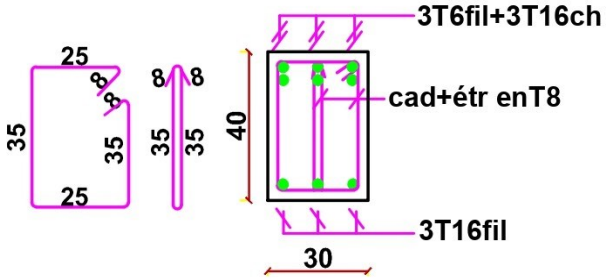
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40)



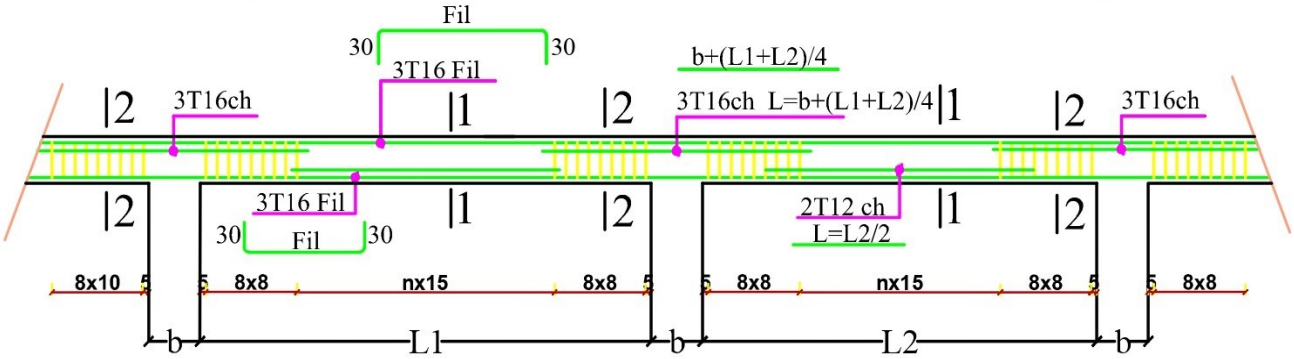
Coupe En Travée (1 - 1)



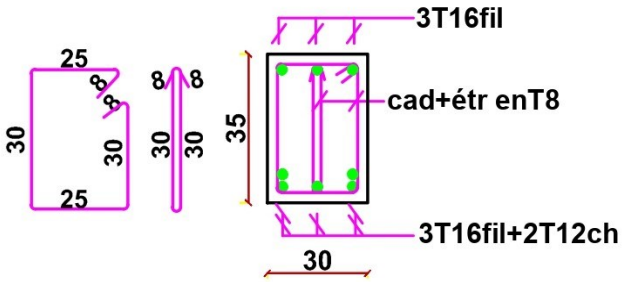
Coupe Sur Appui (2 - 2)



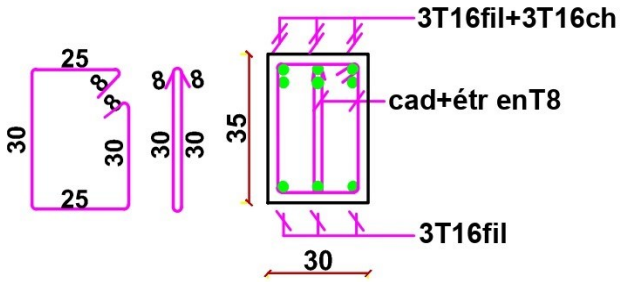
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35)



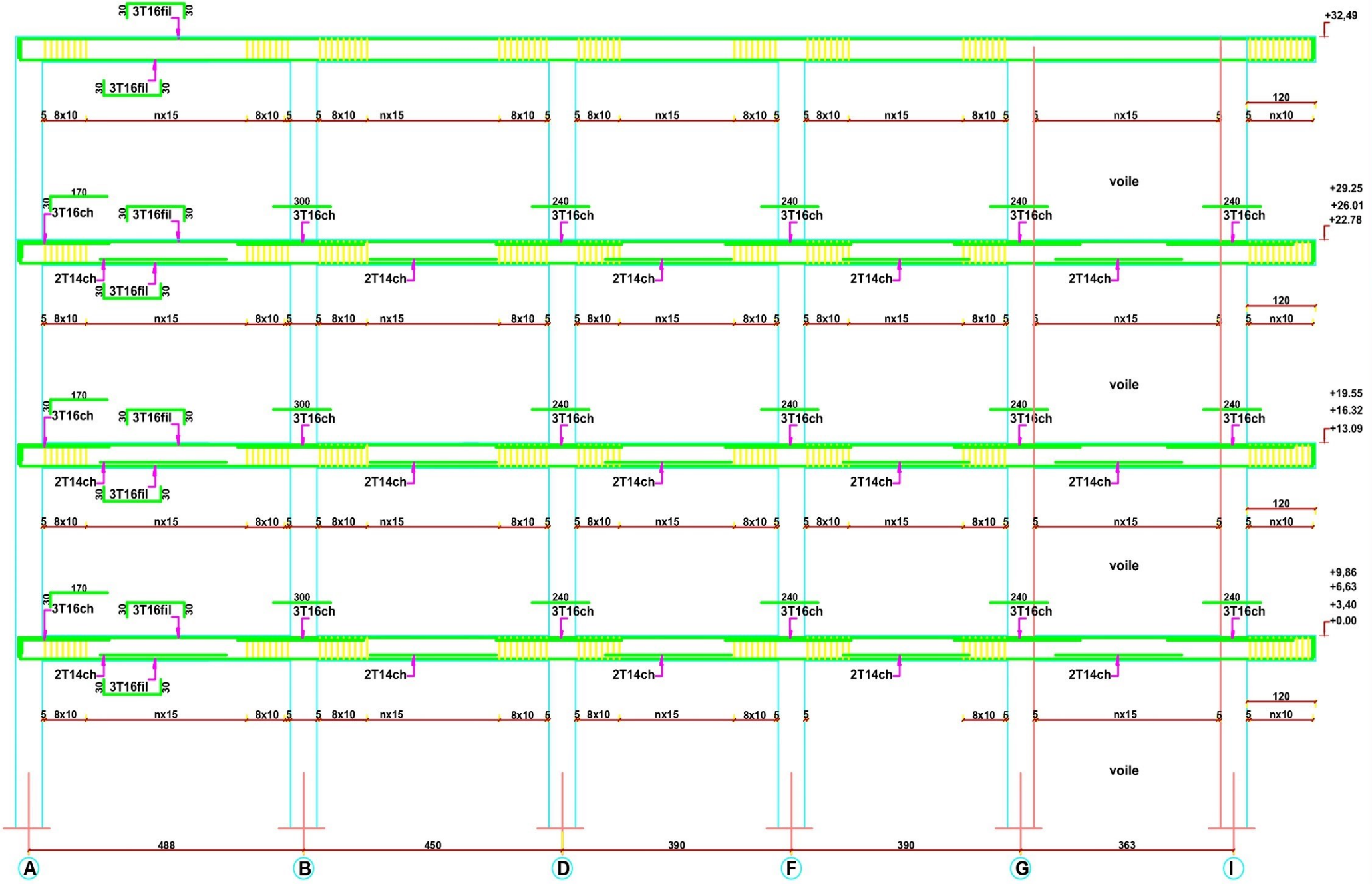
Coupe En Travée (1 - 1)



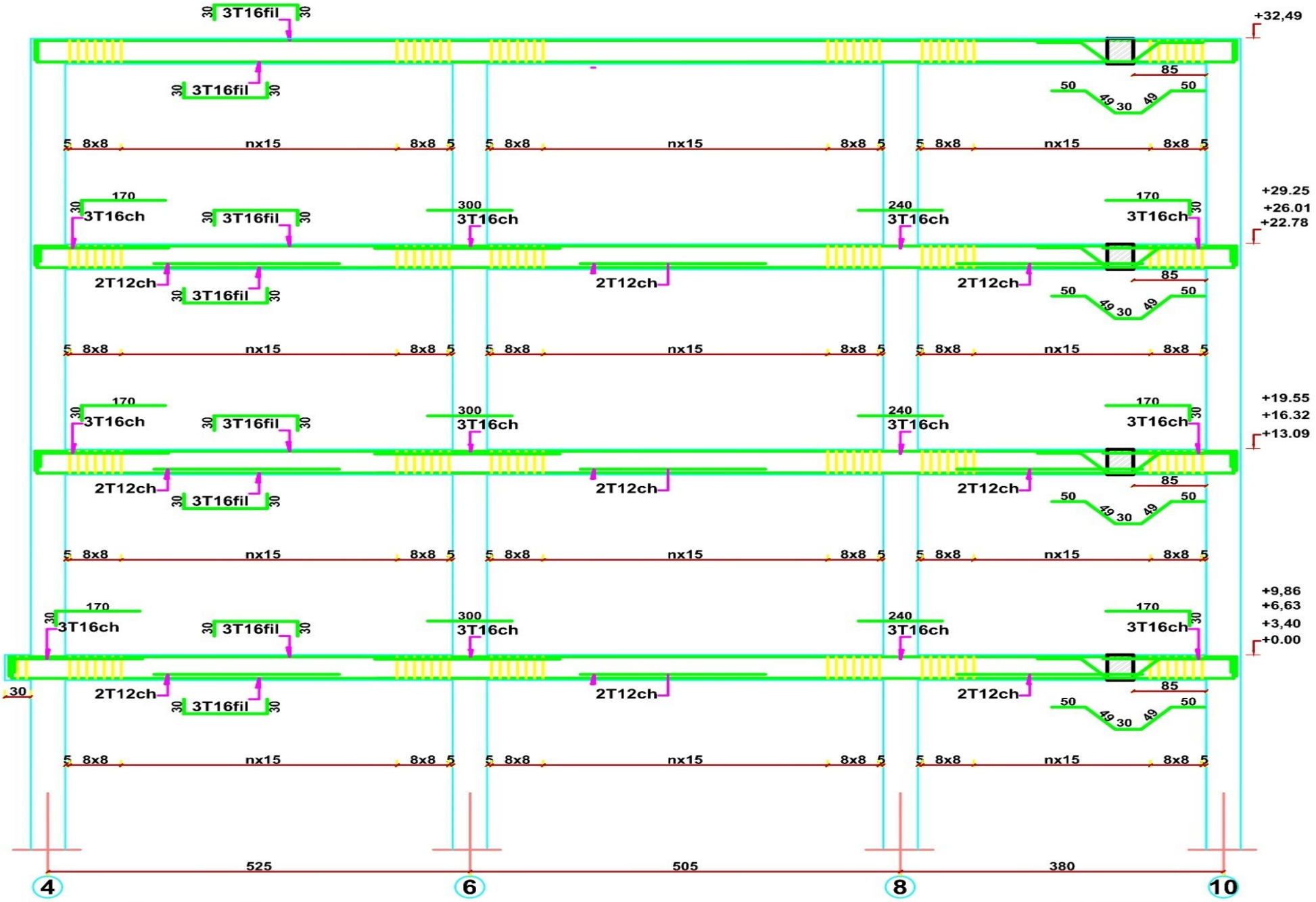
Coupe Sur Appui (2 - 2)



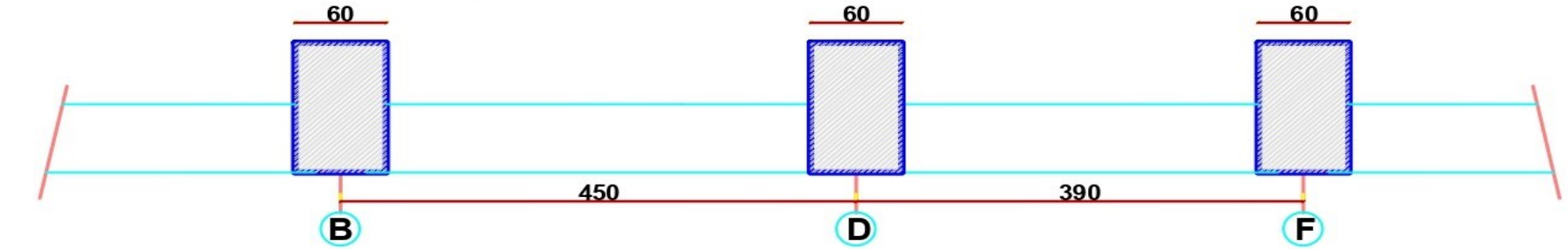
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE: 8

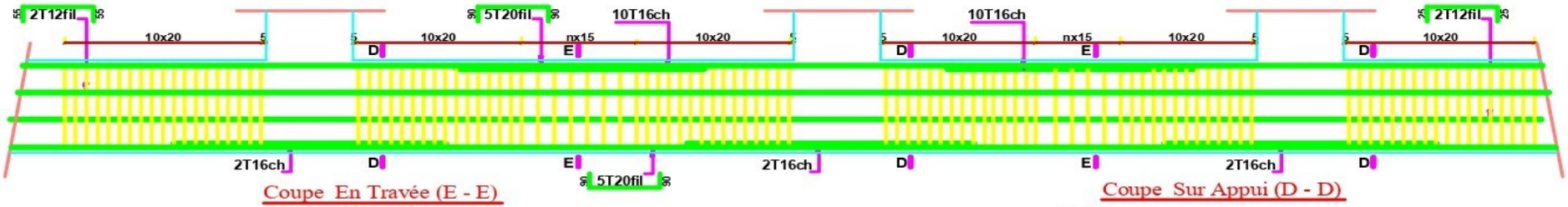


FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE: B

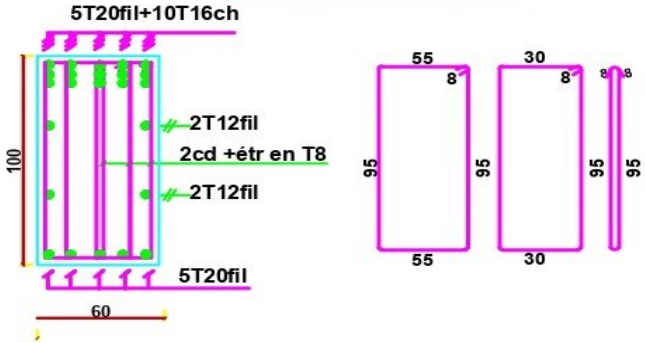


COFFRAGE + FERRAILLAGE DU LIBAGE (60X100)

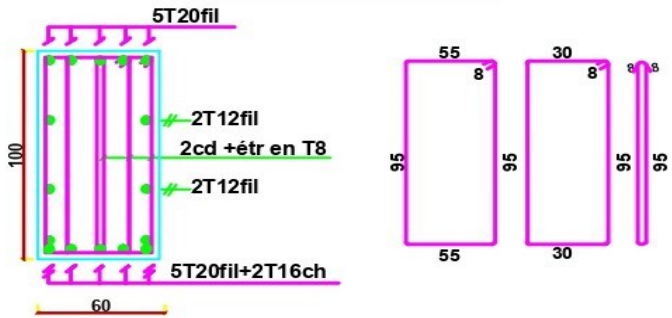




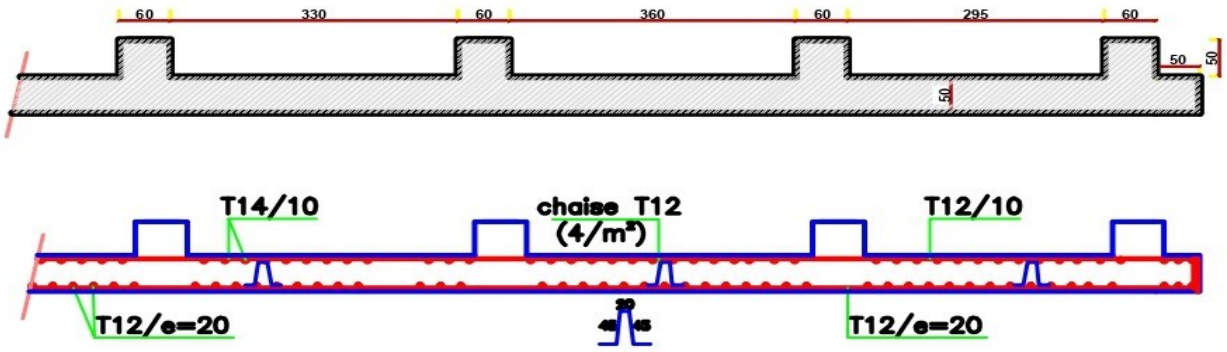
Coupe En Travée (E - E)



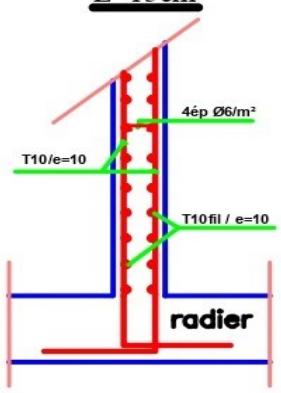
Coupe Sur Appui (D - D)



COFFRAGE + FERRAILLAGE DU RADIER



FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE E=15cm



FERRAILLAGE ESCALIER

