



République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



Département de Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de de l'Enseignement
Secondaire en Technique

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+S-sol) à usage d'habitation et
commercial**

El Eulma WILAYA DE SETIF

Présenté par : BELHADJ Khadidja

BOUTOUBA Widad

Encadrant(e): Dr. FORTAS Lahcene

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Role
BOUSBIA Badreddine	M.C.B	ENSET – Skikda	Président
FORTAS Lahcene	M.C.B	ENSET – Skikda	Encadrant
BOUFELOUSSA Abdelfatah	M.A.B	ENSET – Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et profonde gratitude à notre encadreur **Mr. Fortas Lahcene**, qui à travers la proposition de ce thème de fin d'études, ainsi que pour nous accompagner tout au long du déroulement des travaux en nous prêtant une écoute attentive et un soutien sans faille malgré ses charges pédagogiques et professionnelles.*

Je tiens à exprimer ma gratitude envers mes professeurs tout au long de mon parcours universitaire, ainsi qu'à tous les membres du département de technologie, les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires
Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Ils méritent tout notre respect. Un grand merci également à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin au développement de ce projet, Aussi Nous tenons également à remercier notre ami **KHEIRI Ben Amor** pour l'aide précieuse qu'il nous a apportée tout au long de notre parcours universitaire, ainsi que pour son soutien constant durant la réalisation de ce mémoire de fin d'études.*

Merci.

الإهداء

﴿ وَأَخِرُ حَمْدُهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ ﴾

الحمد لله ما انتهى درب ولا ختم حمد ولا تم سعي الا بفضلته

وما كان لهذا الطريق أن يكتمل دون أنامل الدعم التي أمسكت بيدي في كل لحظة

إلى أول الدعوات وآخرها والنور الذي أثار دربي أمي الغالية

إلى الذي غاب ولم يغيب وغرس ثم مضى قبل أن يرى الزهر أبي رحمه الله

إلى من وسعوا ضيق أيامي بحببتهم اخواتي المؤمنات الغاليات ميمونة، خلدية، نوال، سهام سيرين، وبنائهم

فدوى، إسرائ، إناس، أيوب، يونس

إلى سندي والكتف الذي لا يميل، من كان الأب وحصني المنيع أخي محمد

إلى من مهد لي الطريق، إلى من رأيت انعكاس نجاحي بريق في عينيه إلى داعمي جلاب العربي

إلى التي كانت سباقه في فرحتي، واليد التي امتدت دوما لتساندني طاطا بحرية

إلى توأم روحي ورفيقة دربي من كانت وطنا في لحظات الغربة معك كان الطريق أسهل والسعي أجمل وداد

لمن كانت سببا في يقظة روحي، من علمتني كيف يزهر القلب بذكر الله أستاذتي هدى قواسمي

إلى رفقاء الدرب زميلاتي وأخواتي في حلقة النور

إلى بناتي وخليلات روحي من كان لقاؤنا في حلقة إلى الجنة زمرا نسرين، هاجر، ريان، أروى، ندين،

نسرين، ماجدة، شكران، جميلة، رحمة.

وختاما

الحمد لله على كل نعمة كانت وكل فضل سيأتي، الحمد لله دائما وأبدا.

خديجة

الإهداء

{ وَكَانَ فَضْلُ اللَّهِ عَلَيْكَ عَظِيمًا }

بفضل الله تعالى وتوفيقه، وبرحمته التي وسعت كل شيء،
ها نحن نصل إلى نهاية طريق امتدّ بين الحلم والتحدّي، لكنه كان مليئًا بالدروس ومكثلاً بالعزم والكثير من
الصبر.

بين أوراق هذا الإنجاز نظوي صفحة من العمر حملت في طياتها سهرًا وتعبًا، وها هي اليوم تثمر امتنانًا لكل
من كان جزءًا من هذه الرحلة.

إلى نفسي التي صبرت ولم تنكسر رغم الصعاب ورغم بعد المسافة وطول الطريق
إلى قرة عيني **أمي**، نبع الحنان ومصدر قوتي التي تعلمت منها معنى الجهاد والصبر،
إلى **أبي** سندي الثابت وداعمي الأول في كل خطواتي وقراراتي،
إلى أختي **إناس** توأم روحي، معلمتي وشريكتي في كل خطواتي،
إلى إخوتي **لؤي** و**ريان** وإلى كل عائلتي،
إلى توأم روحي ورفيقة دربي التي عشت معها أجمل الأيام **خديجة**،
إلى كل من علمني حرفًا **أساتذتي** الذين غرسوا فينا نور العلم وعلمونا معنى الصبر والعطاء.
إلى جميع صديقاتي الذين جمعني بهم رابطة الأخوة وتشاركنا الأيام الحلوة.
إلى فرشاتي في حلقة لنحيا بالقرآن (**مريم وشهيناز، شياء، سيرين، سلمى، خولة، عبير، عفاف، لبنى،
فردوس، رتاج، انفال، فريال، جيهان**) الذين جمعني بهم حب القرآن.
إليكم جميعًا أهدي هذا العمل، لا لأنه نهاية تعب، بل لأنه بداية حلم صار أقرب.

{ وَأَخِرُّكُمْ وَأَسْأَلُ اللَّهَ رَبَّ الْعَالَمِينَ }

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
DEDICACE	II
SOMMAIRE	IV
RÉSUMÉ	XI
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES TABLEAUX	XVI
SYMBOLES ET NOTATIONS	XVIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS DU PROJET	
I. Introduction	3
I.1 Présentation de l'ouvrage	3
I.2 Caractéristiques du site.....	3
I.3 Caractéristiques géométriques.....	4
I.4 Conception de l'ouvrage.....	4
I.4.1 L'ossature.....	4
I.4.2 Plancher	4
I.4.3 Maçonnerie.....	5
I.4.4 Revêtement.....	6
I.4.5 Escaliers.....	6
I.4.6 Acrotère.....	6
I.4.7 Système de coffrage	6
I.4.8 Bloc d'ascenseur.....	6
I.4.9 Les voiles	6
I.5 Règlements utilisés.....	7
I.5.1 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2)	7
I.5.2 Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003.....	7
I.5.3 Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93	7
I.5.4 BAEL91R99	7
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	10
I.6.1 Béton.....	10
I.6.1.1 Définition.....	10
I.6.1.2 La résistance mécanique du béton.....	10

I.6.1.3	Module de déformation longitudinale	11
I.6.1.4	Coefficient de Poisson.....	11
I.6.1.5	Module de déformation transversale.....	11
I.6.1.6	Contraintes du béton à la compression	12
I.6.1.7	Contrainte ultime de cisaillement	13
I.6.2	Acier.....	13
I.6.2.1	Définition.....	13
I.6.2.2	Caractéristiques mécanique des aciers.....	13
I.6.2.3	Contraintes limites d'acier à la traction	13
I.6.2.4	Protection des armatures	14
I. 7	Actions et sollicitations	15
I.7.1	Actions	15
I.7.2	Sollicitation.....	15
	Conclusion.....	16
CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES		
II	Introduction.....	17
II.1	Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	17
II.1.1	Pré dimensionnement des planchers.....	17
II.1.1.1	Plancher à corps creux.....	17
II.1.1.2	Plancher à dalle pleine.....	18
II.1.2	Pré dimensionnement des escaliers.....	19
II.1.3	Pré dimensionnement de la poutre palière.....	20
II.1.4	Pré dimensionnement de l'acrotère.....	21
II.2	Pré dimensionnement des éléments principaux.....	22
II.2.1	Pré dimensionnement des poutres.....	22
II.2.1.1	Poutres principales (porteuses).....	22
II.2.1.2	Poutres secondaires.....	23
II.2.2	Pré dimensionnement des voiles.....	24
II.3	Évaluation des charges.....	26
II.3.1	Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible.....	26
II.3.2	Évaluation des charges pour un plancher étage courant.....	26
II.3.3	Evaluation des charges pour la dalle pleine étage courant	26
II.3.4	Evaluation des charges pour Balcon terrasse.....	28
II.3.5	Evaluation des charges pour Balcon étage courant.....	28

II.3.6 Evaluation des charges pour Murs extérieurs.....	29
II.3.7 Evaluation des charges pour Murs intérieurs.....	29
II.3.8 Evaluation des charges pour Escaliers.....	29
II.3.8.1 Palier.....	29
II.3.8.2 Volé.....	30
II.3.9 Evaluation des charges pour Acrotère.....	31
II.4 Descente de charge.....	31
II.4.2 Descente des charges permanentes.....	32
II.4.2.1 Poteau centrale	33
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	34
II.5.1 Introduction	34
II.5.2 Pré dimensionnement.....	35
II.5.3 Méthode de calcul.....	35
Conclusion.....	38
CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	
III.1 Introduction.....	39
III.2 Etude de l'acrotère.....	39
III.2.1 Calcul du ferrailage a (E.L.S.).....	40
III.2.2 Vérification des contraintes (ELS)	42
III.2.3. Vérification sous l'effet de séisme	42
III.3 Étude des planchers à corps creux.....	43
III.3.1 Dimensionnement du plancher	44
III.3.2 Méthode de calcul des poutrelles	45
III.3.2.1 Principe de la méthode Forfaitaire	45
III.3.2.2 La méthode de CAQUOT	46
III.3.3 Evaluation des charges	48
III.3.4 La combinaison de charge	48
III.3.5 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	48
III.3.5.1 Application de la méthode forfaitaire	49
III.3.6 Calcul de ferrailage	57
III.3.6 Vérification de l'effort tranchant à L'ELU.....	59
III.3.8. Vérification des contraintes à L'E.L.S	59
III.3.9. Vérification de la flèche à L'E.L.S : (l'article B.7.5 des règles BAEL)	59
III.3.10. Ferrailage de la dalle de compression	60

III.4 Étude des balcons	62
III.4.1 Evaluation des charges	62
III.4.2 Combinaison des charges	62
III.4.3 Calcul des sollicitations	62
III.4.4 Calcul de ferrailage	62
III.4.5 Vérifications.....	63
III.4.5.1 Vérifications d'effort tranchant	63
III.4.6 Shéma de ferrailage	64
III.5 Étude des escaliers :.....	65
III.5.1 Détermination des charges et surcharges	65
III.5.2 volée	65
III.5.2.1 Calcul des sollicitations	66
III.5.2.2 Ferrailage de volée	66
III.5.3 Palier :.....	67
III.5.3.1 Calcul des sollicitations	67
III.5.3.2 Ferrailage du palier.....	67
III.6 Etude de la poutre brisé :	69
III.6.1 Pré dimensionnement de la poutre brisé	69
III.6.2 Evaluation des charges	69
III.6.3 Calcul de ferrailage.....	69
III.6.4 Torsion.....	71
III.6.4.1 Contrainte tangentielle de torsion.....	71
III.6.4.2 Calcul des armatures de torsion	71
III.6.5 Shéma de ferrailage	72

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction	73
IV.2 Etude dynamique	73
IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique	73
IV.2.2 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.....	73
IV.2.3 Modélisation de la structure étudiée :	73
IV.3 Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	75
IV.3 .1 La méthode d'analyse modale spectrale	76
IV.3.2 La méthode dynamique par accélérogrammes	76
IV.3.3 La méthode statique équivalente	76

IV.4 Choix de la méthode de calcul	77
IV.4.1 Classification des zones sismiques	77
IV.4.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance :.....	77
IV.4.3 Classification selon leur configuration	77
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale	78
IV.5.1. Spectre de réponse de calcul	78
IV.5.2 Choix de disposition des voiles	80
IV.5.3 Calcul de la force sismique total par la méthode statique équivalente	80
IV.6 Résultat trouvés par logiciel ETABS	83
IV.6.1 Centre de masse et centre de torsion	83
IV.7 Vérification les Résultats des deux méthodes	84
IV.7.1 Vérification de la période	84
IV.7.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	85
IV.7.3 Vérification des déplacements	86
IV.7.4 Justification de l'effet (Δ -p).....	87
IV.7.5 Stabilité au renversement	88
IV.7.6 Vérification spécifique des poteaux	89
IV.8 Conclusion	89
CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	
V.1. Introduction	90
V.2. Combinaison des charges.....	90
V.3. Caractéristique des matériaux.....	90
V.4. Ferrailage des poutres	90
V.4.1 Les recommandation du RPA99 (v2003)	91
V.4.2 Les recommandation du BAEL.....	91
V.4.3 Exemple de calcul	91
V.4.3.1 Calcul des armatures longitudinales.....	92
V.4.3.2 Vérifications nécessaires.....	94
V.4.3.3 Vérification A ELS.....	95
V.4.3.4 Vérification la contrainte.....	95
V.4.3.5 Vérification de la flèche	96
V.4.3.6 Schéma de ferrailage.....	97
V.4.4 Ferrailage de poutre secondaire.....	98

V.4.4.1 Calcul des armatures longitudinales	98
V.4.4.2 Vérifications nécessaires	100
V.4.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS.....	101
V.4.4.4 Vérification la contrainte	102
V.4.4.5 Vérification de la flèche	102
V.4.4.6 Schéma de ferrailage.....	104
V.5. Ferrailage des poteaux	105
V.5.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003	105
V.5.2. Les sollicitations obtenir par logiciel ETABS	107
V.5.3 Armatures longitudinales	107
V.5.4. Calcul des armatures transversales	110
V.5.5. Vérifications nécessaires	111
V.5.6. Schéma de ferrailage de poteaux	115
V.6. Ferrailage des voiles	116
V.6.1. Recommandation du règlement RPA99	116
V.6.3. Méthode de calcul des voiles	117
V.6.4. Choix de la méthode	118
V.6.5. Exemple de calcul	118
V.6.5.1. Ferrailage verticale	118
V.6.5.2. Ferrailage transversale	121
V.6.6. Caractéristiques géométriques des voiles	123
V.6.7. Calcule les répartitions des contraintes dans les voiles.....	124
V.6.8. Résultat de calcul des armatures verticaux des autres voiles	124
V.6.9 Résultat de calcul des armatures transversales et horizontales des autres voiles.....	125
V.6.10 Schéma de ferrailage de voile	126
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1 Introduction.....	127
VI.2 Etude du voile périphérique.....	127
VI.2.1 Définition.....	127
VI.2.2 Pré dimensionnement	127
VI.2.3 Hypothèse de calcul	127
VI.2.4 Caractéristique du sol.....	127
VI.2.5 Calcul des contraintes.....	128
VI.2.6 Ferrailage du voile.....	128

VI.2.7 Schéma de ferrailage	132
VI.3 Etude des fondations.....	133
VI.3.1. Définition.....	133
VI.3.2 Choix du type de Fondation.....	133
VI.4 Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire.....	133
VI.4.1 Semelle isolée	133
VI.4.2 Semelle filante.....	134
VI.4.3. Radier	134
VI.4.4 Pré-dimensionnement de la nervure	135
VI.4.5 Calcul du débordement D.....	136
VI.4.6 Ferrailage du radier	136
VI.4.6.1 Sollicitations	137
VI.4.6.2 Shéma de ferrailage	140
VI.5 Poutres de rigidité	141
VI.5.1 Shéma de ferrailage.....	141
CONCLUSION GENERALE.....	142
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE	

RÉSUMÉ

Ce travail porte sur une étude complète d'un bâtiment résidentiel en béton armé, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages. Le projet est implanté dans la commune de Sétif, wilaya de Sétif. Selon le RPA99 version 2003, la région est classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

Le système porteur adopté est mixte, combinant des voiles en béton armé et des portiques, afin d'assurer une bonne stabilité face aux actions verticales et horizontales.

Le dimensionnement des éléments structuraux a été réalisé conformément aux normes algériennes CBA93, BAEL91 et RPA99/V2003. Les calculs statiques et dynamiques ont été menés manuellement et à l'aide du logiciel ETABS v21, dans le but d'optimiser les sections et assurer une résistance adéquate, tout en respectant les critères économiques. Les plans de ferrailage ont été réalisés avec AutoCAD 2023.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, DTR, BAEL99, ETABS v21, Ferrailage.

ABSTRACT

This project presents a comprehensive structural study of a residential reinforced concrete building consisting of a basement, a ground floor, and seven upper floors. The building is located in the municipality of Sétif, within Sétif province. According to the Algerian seismic code RPA99 (2003 version), this region falls under a medium seismic hazard zone (Zone IIa).

The structure uses a mixed structural system combining reinforced concrete shear walls and frames to resist both vertical and horizontal loads effectively.

The design and reinforcement calculations were conducted based on Algerian standards such as CBA93, BAEL91, and RPA99/2003. Both static and dynamic analyses were performed manually and with the aid of ETABS v21 software to determine optimal structural dimensions and required reinforcement, ensuring safety and economic efficiency. Reinforcement detailing was carried out using AutoCAD 2023.

Keywords:

Building, Reinforced concrete, DTR, BAEL99, ETABS v21, Reinforcement.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة هندسية شاملة لمبنى سكني مشيد بالخرسانة المسلحة، يتكوّن من طابق تحت أرضي، طابق أرضي، وسبعة طوابق علوية، ويقع في بلدية سطيف التابعة لولاية سطيف. تُصنّف المنطقة، حسب كود الزلازل الجزائري RPA99 (إصدار 2003)، ضمن المناطق ذات الخطر الزلزالي المتوسط (المنطقة IIa).

تم تصميم المبنى وفق نظام إنشائي مشترك يجمع بين الجدران الحاملة (voiles) والإطارات (portiques)، لتأمين مقاومة فعالة للأحمال الرأسية والأفقية.

اعتمدت الدراسة على المعايير المعتمدة في الجزائر مثل CBA93 ، BAEL91 ، و RPA99/2003، حيث تم إجراء الحسابات الإنشائية يدوياً وبمساعدة برنامج ETABS الإصدار 21 لتحديد الأبعاد المثلى للعناصر الهيكلية وكميات التسليح المطلوبة، مع الحرص على التوازن بين الأمان والكفاءة الاقتصادية. كما تم إعداد رسومات التسليح باستخدام برنامج AutoCAD 2023 .

الكلمات المفتاحية:

بناء، خرسانة مسلحة، DTR، BAEL99، ETABSv21، تسليح.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS AUTOUR DU PROJET

Figure I.1 : Carte de zonage sismique.....	3
Figure I.2 : Dalle à corps creux.....	5
Figure I.3 : Plancher dalle pleine	5
Figure I.4 : Mur simple cloison.....	6
Figure I.5 : Mur extérieur et Mur intérieur.....	6
Figure I.6 : Les voiles.....	7
Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section à ELU.....	9
Figure I.8 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton à ELU.....	12
Figure I.9 : Diagrammes contrainte-déformation du béton à ELS.....	12
Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations de l’acier (BAEL91).....	14
CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES	
Figure II.1 : Pré dimensionnement des poutrelles.....	18
Figure II.2 : composition d’un escalier.....	19
Figure II.3 : Pré dimensionnement de la poutre palière.....	21
Figure II.4 : Pré dimensionnement de l’acrotère	21
Figure II.5 : Pré dimensionnement des poutres principales.....	23
Figure II.6 : Pré dimensionnement de poutre principale.....	24
Figure II.7 : Coupe des voiles en élévation et en plan.....	24
Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible.....	26
Figure II.9 : Plancher étage courant.....	26
Figure II.10 : Balcon terrasse.....	27
Figure II.11 : Mur extérieur.....	28
Figure II.12 : Mur intérieur.....	28
Figure II.13 : palier.....	29
Figure II.14 : volé.....	29
Figure II.15 : Section de l’acrotère.....	30
Figure II.16 : Poteau centrale.....	32
Figure II.17 : Pré dimensionnement de poteau.....	38
CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	
Figure III- 1 : Schéma statique de l’acrotère	39

Figure III- 2 : Disposition des armatures dans l'acrotère.....	43
Figure III. 3 : Plancher à corps creux.....	44
Figure III.4 : Dimensions d'un plancher à corps creux selon BAEL 91.....	44
Figure III.5 : Schéma statique des poutrelles de plancher de terrasse.....	48
Figure III.6 : diagramme des moments a l'ELU-plancher de terrasse.....	52
Figure III.7 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU-plancher de terrasse.....	53
Figure. III.8 : diagramme des moments a l'ELS-plancher de terrasse.....	53
Figure.III.9 : diagramme de l'effort tranchant a l'ELS-plancher de terrasse.....	53
Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles de plancher étage courant.....	54
Figure III.11 : diagramme des moments a l'ELU-plancher étage courant.....	56
Figure III.12 : diagramme des moments a l'ELS-plancher étage courant	56
Figure III.13 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU-plancher étage courant	57
Figure III.14 : diagramme des efforts tranchant à l'ELS-plancher étage courant	57
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de nervure	61
Figure III.16 : Schéma de ferrailage et coffrage du balcon	64
Figure III.17 : Schéma statique d'escalier	65
Figure III.18 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	68
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé	72
CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE	
Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure.....	75
Figure IV. 2 : Spectre de réponse.....	79
Figure IV.3 : Schéma de disposition des voiles.....	80
Figure IV.4 : Formes modales de la structure.....	80
CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	
FigureV.1 : poutre principale.....	91
Figure V.2 : Shéma de ferrailage de poutre principale.....	97
Figure V.3 : poutre secondaire.....	98
Figure V.4 : Shéma de ferrailage de poutre secondaire.....	104
FigureV.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	115
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (RPA99/V2003).....	116
FigureV.7 : Voiles(V3).....	123
Figure.V.8 : Schéma de ferrailage des voiles.....	126
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
FigureVI.1 : Schéma de Voile périphérique.....	128

Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique.....	132
Figure VI.3 : Surface du radier.....	136
Figure VI.4 Le ferrailage de radier.....	140
Figure VI.5 : Le ferrailage de Poutres de rigidité.....	141

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS AUTOUR DU PROJET

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage..... 4

Tableau I.2 : Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....14

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.1 les formules empiriques selon BAEL91 et RPA99 (V2003).....22

Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible.....26

Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation du plancher étage courant.....27

Tableau II.4 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine étage courant.....27

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation du balcon terrasse.....27

Tableau II.6 : Charges permanente et d'exploitation du balcon étage courant.....28

Tableau II.7 : Charge permanente des murs extérieurs.....28

Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation des murs intérieurs.....29

Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation du palier.....29

Tableau II.10 : Charges permanente et d'exploitation de volé.....30

Tableau II.11 : Charge permanente et d'exploitation de l'acrotère.....30

Tableau II.12 : Descente des charges d'exploitation.....32

Tableau II.13 : Surface d'influence.....32

Tableau II.14 : Descente des charges permanentes du poteau central.....33

Tableau II.15 : Condition de stabilité37

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1 : Les moments à l'ELU et a l'ELS- terrasse.....50

Tableau III. 2 : Les efforts tranchants à l'ELU et a l'ELS- terrasse.....51

Tableau III. 3 : Les moments à l'ELU et a l'ELS- étage courant.....52

Tableau III. 4 : Les efforts tranchants à l'ELU et a l'ELS- étage courant.....54

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 Coefficient d'accélération de zone A.....81

Tableau IV.2 périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site.....81

Tableau IV.3 Résumé des résultats.....83

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de rigidité.....83

Tableau IV.5 : valeur des périodes trouvée par logiciel ETABS.....84

Tableau VI.6 Vérification de la période.....84

Tableau VI.7 L'effort tranchant à la base.....85

Tableau VI.8	Résultat de vérification de l'effort tranchant à la base.....	86
Tableau IV.9	Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens X).....	86
Tableau IV.10	Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y).....	87
Tableau IV.11	Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x).....	88
Tableau IV.12	Vérification à l'effet P- Δ sens (y-y).....	88
Tableau IV.13	Vérification de l'effort normale réduit	89
CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX		
Tableau V.1	: caractéristique des matériaux	90
Tableau V.2	: Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales.....	92
Tableau V.3	: Récapitulatif des sollicitations pour la poutre secondaire.....	98
Tableau V.4	: section d'armature maximale et minimale exige par le RPA99/version2003.....	105
Tableau V.5	: La sollicitation obtenir par logiciel ETABS sur le poteau (50x50).....	107
Tableau V.6	: Vérification du flambement.....	113
Tableau V.7	: Vérification de la stabilité de forme.....	113
Tableau V.8	: Résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.....	114
Tableau V.9	: Caractéristiques géométriques des voiles.....	123
Tableau V.10	: les répartitions des contraintes dans les voiles.....	124
Tableau V.11	: Résultat de calcul des armatures verticaux des autres voiles.....	124
Tableau V.12	: Résultat de calcul des armatures horizontales des autres voiles.....	125
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
Tableau VI.1	: Résultat de ferrailage des voiles périphériques (par mètre linéaire).....	130
Tableau VI.2	: Calcul du ferrailage de radier à l'ELU en travée.....	138
Tableau VI.3	: Calcul du ferrailage de radier à l'ELU sur appuis.....	138
Tableau VI.4	: Calcul du ferrailage de radier à l'ELS en travée.....	139
Tableau VI.5	: Calcul du ferrailage de radier à l'ELS sur appuis.....	139

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_{st} : 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 instantané
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé
- E_x : Force sismique selon x
- E_y : Force sismique selon y
- ELS : État limite de service
- ELU : État limite ultime
- F : Force ou action en général
- G : Action permanente
- G_i : Action permanente, module de déformation transversale
- I : Moment d'inertie
- K : Rigidité
- K_a : Coefficient des poussées des terres actives
- 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
- M_y : Moment fléchissant du sens y
- M_0 : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal de calcul ultime
- N_s : Effort normal d'état limite de service
- Q : Action variable (quiconque) ; facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- S : Surface
- T : Période
- T_x : Période fondamentale dans le sens x-x
- T_y : Période fondamentale dans le sens y-y
- U_c : Périmètre du contour
- V : Action sismique
- V_t : Force sismique à la base de la structure
- W : Poids total de la structure
- W_p : Poids de l'élément en considération
- a : Longueur ; distance ; dimension

- 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
- h : Hauteur
- h_{cc} : Hauteur du corps creux
- h_{dp} : Hauteur de la dalle
- h_e : Hauteur libre
- h_t : Hauteur totale
- i : Rayon de giration
- l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- l_f : Longueur de flambement
- m : Moment réduit
- p : Poids de l'élément en considération
- q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
- q_u : Charge linéaire d'état limite ultime
- s : Espacement
- T : Période
- x : Abscisse
- y : Ordonnée
- y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS
- 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 et d'amortissement
- γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- γ_s : Coefficient de sécurité dans le béton
- λ : Elancement mécanique d'un élément comprimé
- μ : Moment réduit
- ν : Coefficient de Poisson
- ε : 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
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Le système structurel est l'un de structures en génie civil, l'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent, Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement structure, quels que soient les types des bâtiments en béton armé.

L'étude a été réalisée dans les deux cas statique et dynamique afin de déterminer les caractéristiques du bâtiment et son comportement, et d'arriver ainsi à la meilleure conception structurelle.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, etc.) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

Chapitre 1 : Généralités et présentation du projet

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Chapitre 4 : Modélisation et étude dynamique

Chapitre 5 : Calcul des éléments principaux

Chapitre 6 : Étude de l'infrastructure

CHAPITRE I
PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS
AUTOUR DU PROJET

I Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé requiert des connaissances fondamentales sur lesquelles l'ingénieur se fonde afin de réaliser une structure à la fois sûre et rentable.

Dans ce chapitre, nous aborderons tout ce qui a été mentionné précédemment ainsi que les normes, les règlements et les logiciels utilisés dans cette étude.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Pour ce projet, nous avons effectué l'étude d'un bâtiment RDC+7+Sous-Sol à usage d'habitation avec un système de contreventement par des portiques auto stables et des voiles, le projet est situé dans la commune d'EULMA, wilaya de SETIF. Cette région est classifiée selon le RPA 99 V 2003 comme une zone de sismicité moyenne, "Zone IIa".

Ce bâtiment est composé de :

- Un sous-sol destiné pour le stockage.
- Un rez-de-chaussée à usage commerciale.
- Cinq étages identiques à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.2 Caractéristiques du site

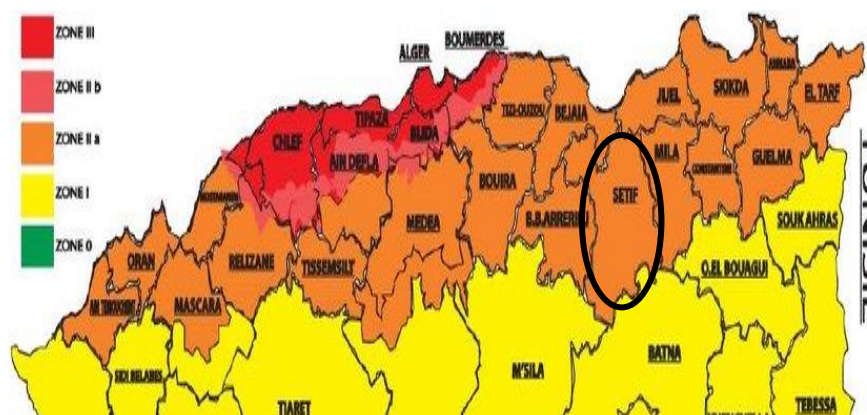


Figure I.1 : Carte de zonage sismique

-Le projet étudié est un bâtiment (R+7+ S-SOL), implanté à SETIF. Classée selon le RPA99/V2003 Comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

- Le site est considéré comme un site meuble S3.

- La contrainte admissible est égale à 1.5 Mpa.

I.3 Caractéristiques géométriques

Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Dimensions en plan	(20.00 x 10.00) m
Hauteur du RDC	3.74m
Hauteur d'étage courant	3.4m
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)	27.20m
Hauteur de l'acrotère	0.6m
Surface totale	200.00m ²

I.4 Conception de l'ouvrage

I.4.1 L'ossature

C'est une structure dont les éléments verticaux sont constitués de colonnes fixées aux murs.

Le support de la structure est assuré par deux types de contreventements :

- Contreventement par portique : structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés, il est destiné à prendre les charges et les surcharges verticales et horizontales de la structure.
- Contreventement par voile : élément porteur rigide en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et les transmettre aux fondations.

I.4.2 Plancher :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales, également appelées "diaphragmes", qui séparent deux niveaux d'une construction. Ils sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leur plan et les transmettre aux éléments de contreventement. Pour ce projet, il existe deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux :**

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

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet

-Raison économique.

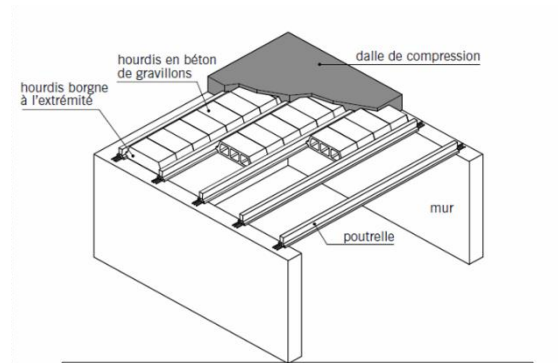


Figure I.2 : Dalle à corps creux

- **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé seront prévues au niveau des balcons et les paliers de repos des escaliers, et l'ascenseur.

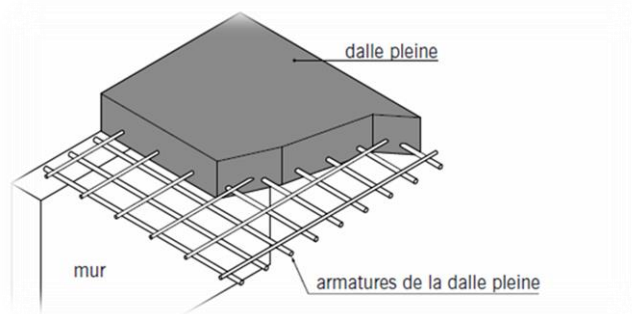


Figure I.3 : Plancher dalle pleine

I.4.3 Maçonnerie

Elles sont exécutées en brique creuse.

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

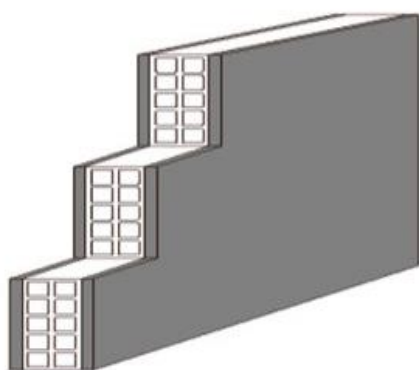
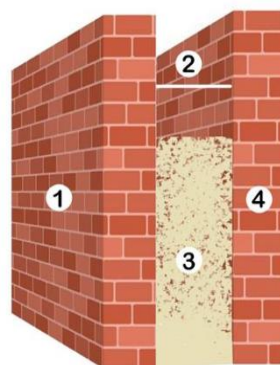


Figure I.4 : Mur simple cloison



1. Mur intérieur
2. Coulisse
3. Material d'isolation
4. Mur extérieur

Figure I.5 : Mur extérieur et Mur intérieur

I.4.4 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable en évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.5 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Nous avons pris deux types d'escalier pour notre structure, réalisés en béton armé et coulés sur place.

I.4.6 Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré avec un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère a pour le but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.7 Système de coffrage Nous utilisons un système de coffrage classique en bois, qui permet de couler les poteaux et les voiles, puis les poutres et les dalles.

I.4.8 Bloc d'ascenseur

Notre bâtiment dispose d'un ascenseur pour rendre plus aisé le déplacement des individus d'un étage à l'autre. Cet ascenseur est essentiellement constitué d'une cabine et de son dispositif de machinerie.

I.4.9 Les voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale.

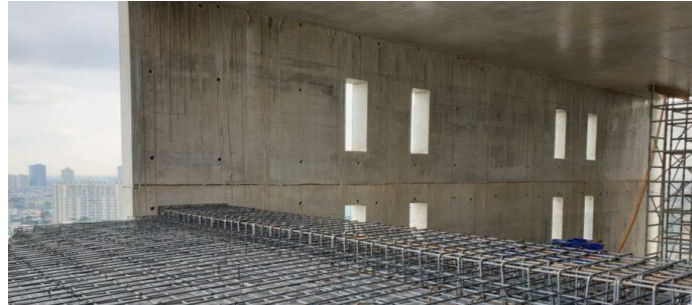


Figure I.6 : Les voiles

I.5 Règlements utilisés

I.5.1 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) « Charges permanentes et charges d'exploitation »

Le présent document traite des "charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

I.5.2 Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003

Le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/v2003 » qui a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) pour le contrôle technique de la construction lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

I.5.3 Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93

Le présent Document technique réglementaire D.T.R. B.C.2.41 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé », en abrégé CBA 93, a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.5.4 BAEL91R99

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites.

→ Définition L'état limite

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments. On distingue deux états :

➤ État limite ultime (ELU)

Il concerne la sécurité des usagers, dont le dépassement de cet état entraîne la ruine de la structure. L'ELU correspondent à la limite de :

- L'équilibre statique (pas de renversement ni de glissement).
- La résistance de l'un des matériaux (pas de rupture ni de déformation plastique).
- La stabilité de forme (vérification du flambement)

Hypothèses de calcul

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ et pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple, comme indiqué dans la figure I.3.
- Les effets du retrait du béton sont négligés.
- On adopte un diagramme déformations-contraintes du béton défini en figure I.4.
- On adopte un diagramme déformations-contraintes de l'acier défini en figure I.6.
- La section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, est concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

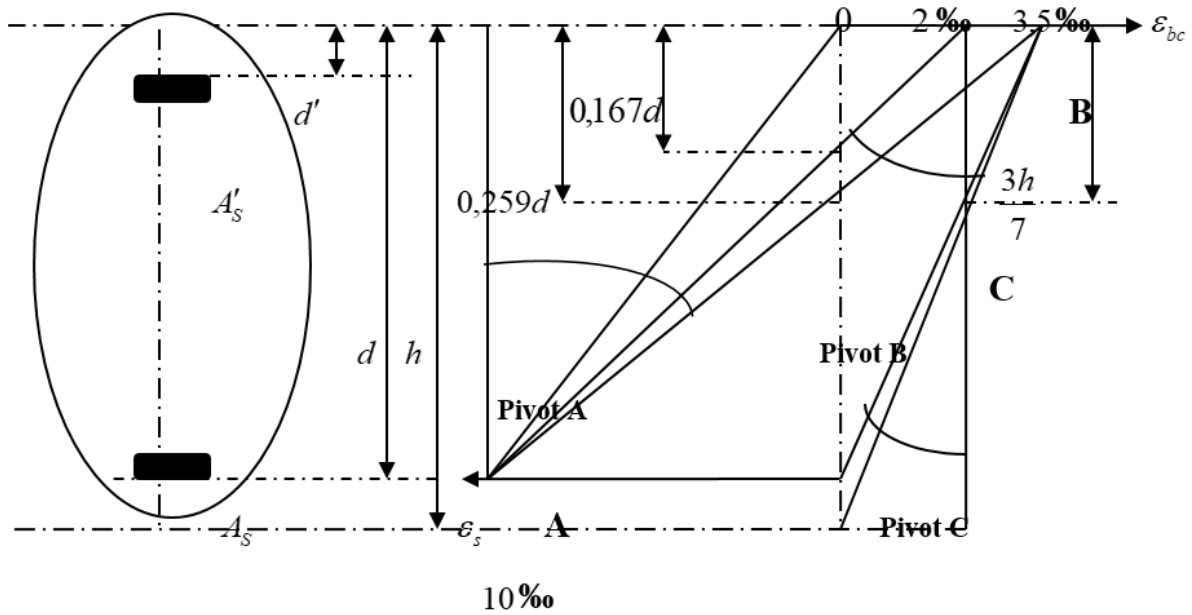


Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section à ELU

Règles des trois pivots

Le dimensionnement aux États Limites Ultimes est réalisé en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois domaines 1, 2, ou 3, qui correspondent successivement aux pivots A, B ou C.

- **Domaine 1 (Pivot A) :**

- Allongement de l'acier = 10‰.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- **Domaine 2 (Pivot B) :**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimé $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Domaine 3 (Pivot C) :**

- Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2‰$ pour $y_u = \frac{3}{7} h$
- Pièces soumises à la compression simple ou à la flexion composée.

➤ **État Limite de Service (ELS)**

Il est défini en fonction des conditions d'exploitation ou de durabilité. L'ELS correspondent à la limite de :

- Compression du béton (vérification de la contrainte de compression).
- Ouverture de fissures.
- Déformation (vérification de la flèche)

Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, et les effets du retrait et du fluage du béton sont négligés.
- Par convention, le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, ou coefficient d'équivalence, a pour valeur $15(E_s = nE_b ; n = 15)$.
- La section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, est concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

I.6 Caractéristiques des matériaux

Le béton est un matériau très résistant à la compression. Cependant, il est relativement faible en résistance à la traction. Pour remédier à cette faiblesse, le béton est souvent renforcé avec de l'acier, créant ainsi du béton armé. Dans cette partie, nous allons procéder à une explication détaillée des propriétés spécifiques de chaque matériau individuellement.

I.6.1 Béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un mélange de granulats (sable, gravier), ciment (liant) et eau.

Ciment est un liant hydraulique qui se manifeste sous la forme d'une poudre minérale fine qui se métamorphose en présence d'eau.

Le sable est composé de grains mesurant entre 0,08mm et 5mm.

Gravier : ceux qui ont des dimensions allant de 5mm à 25mm.

I.6.1.2 La résistance mécanique du béton

Le béton se distingue par sa capacité à résister à la traction et à la compression pendant plusieurs jours. Ces deux caractéristiques mécaniques jouent un rôle essentiel dans la mesure de la résistance de la structure à des forces variées.

➤ Résistance à la compression

Il est possible de mesurer la résistance du béton à la compression en écrasant des éprouvettes cubiques ou cylindriques. Selon le règlement BAEL, les éprouvettes cylindriques de 32cm de hauteur et de 16cm de diamètre sont autorisées, ce qui représente une section de 200cm^2 . Dans la plupart des cas, un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

- pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = [j / (4,76+0,83j)] f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = [j / (1,4+0,95j)] f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

➤ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

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

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Dans notre cas, le chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier. (BAEL91 [A.2.1, 13])

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\text{Donc : } f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

I.6.1.3 Module de déformation longitudinale

Les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} sont distincts. Le module instantané sert aux calculs qui nécessitent un chargement instantané de moins de 24 heures. Le module différé sera utilisé pour des chargements de longue durée (c'est souvent le cas), en prenant en considération artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

$$E_{ij} = 3 E_{vj}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2\text{MPa}$ et $E_{vj} = 10721,4\text{MPa}$

I.6.1.4 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson, est défini comme Le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative (BAEL/A.2.1,3).

$\nu = 0.20$ Pour le calcul des déformations(ELS).

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.6.1.5 Module de déformation transversale :

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

$\nu = 0,2$ (ELS)

$\nu = 0$ (ELU)

I.6.1.6 Contraintes du béton à la compression :

➤ **ELU**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole- rectangle". En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰. En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

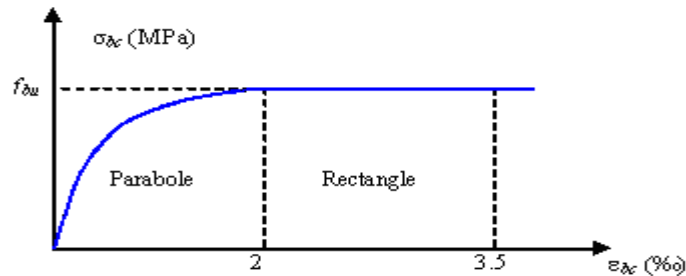


Figure I.8 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton à ELU

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

➤ γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

➤ θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

➤ $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est >24h

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

➤ **ELS**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

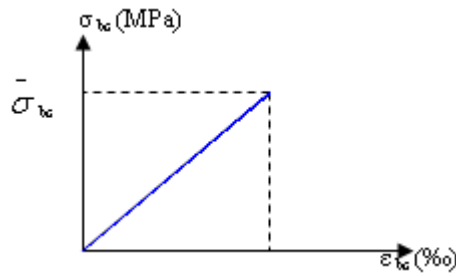


Figure I.9 : Diagrammes contrainte-déformation du béton à ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.6.1.7 Contrainte ultime de cisaillement :

→ $\tau < \min (0.2 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ cas normal (fissuration peu préjudiciable).

→ $\tau < \min (0.15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable).

I.6.2 Acier

I.6.2.1 Définition

L'acier est un métal allié de fer et de carbone, dont le fer est la base solide, et dont l'ajout de carbone améliore considérablement sa résistance.

Le béton armé se compose de barres appelées « armatures », qui doivent être réalisées avec de l'acier, respecter les réglementations en vigueur.

I.6.2.2 Caractéristiques mécanique des aciers :

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont :

a. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (Art A-2.2, 1 BAEL91) †

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

b. Limite d'élasticité garantie f_e :

Tableau I.2 : Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Type d'acier	Nuance	Fe (MPa)	Diamètres normalisés (mm)	Usage
Aciers ronds lisses (RL)	Fe E24	235	6 ; 8 ; 10 ; 12	Ferraillage transversal des poteaux et poutres.
Aciers à haute adhérence (HA)	Fe E400	400	10 ; 12 ; 14 ; 16	Ferraillage longitudinal.
Treillis soudés (TS)	Fe E500	500	4,5mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	Ferraillage des planchers, etc.

Dans notre projet on utilise l'acier FeE400 : $f_e=400$ MPa.

I.6.2.3 Contraintes limites d'acier à la traction :

➤ **ELU**

On a : $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Sachant que : f_e : limite d'élasticité garantie

γ_s : Coefficient de sécurité.

Ou : $\gamma_s=1$ dans les cas accidentelles.

$\gamma_s=1.15$ dans les cas courantes.

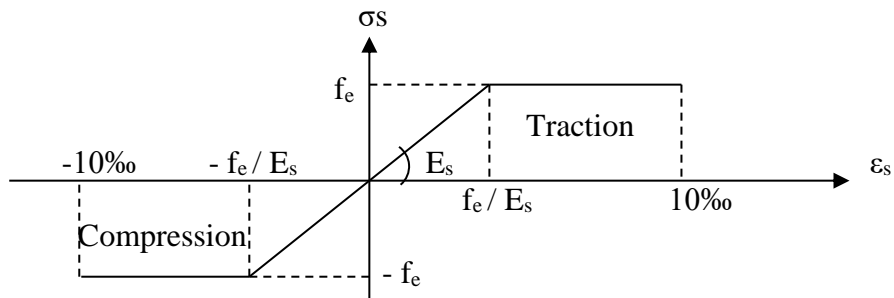


Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL91)

➤ **ELS**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage. et pour limiter l'ouverture des fissures, il est nécessaire de limiter les contraintes dans l'armature de traction sous l'action des sollicitations de services.

D'après BAEL91/Art 4.5.3 on distingue trois cas de fissures :

- **Fissuration peu préjudiciable** : pas de vérification à faire. $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable** :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2.3 f_e, \max (f_e, 2, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \}$$

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 1.2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

I.6.2.4 Protection des armatures (Art 7.1 BAEL91) :

L'enrobage de toute armature est au moins égal à : - 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. - 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- 1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

I. 7 Actions et sollicitations :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers :

I.7.1 Actions :

Sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.). On distingue :

- **Les actions permanentes (G)** : Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, comprennent notamment : - Le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments). - Les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu. - Les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu.
- **Les actions variables (Q)** : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles comportent : - Les charges

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS DU PROJET

d'exploitations. - Les charges climatique « vent et neige ». - Les charges appliquées en cours d'exécution. - Actions de la température climatique.

- **Les actions accidentelles (FA) :** Cela se produit rarement et sa durée est très courte. Elles comportent : - Les séismes. - Les explosions. - Les incendies. - Chocs de véhicules ou bateaux sur les appuis des ponts.

I.7.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

Conclusion :

Ce chapitre traite des lois et des caractéristiques essentielles dont nous avons besoin tout au long de notre étude.

Toute étude de bâtiment doit être conforme aux lois en vigueur dans le pays. Cela étales recherches diffèrent selon divers éléments, tels que les caractéristiques des matériaux.

CHAPITRE II:
PRÉDIMENSIONNEMENT &
DESCENT DES CHARGES

II .Introduction

Avant de modéliser la structure du bâtiment, il faut prévoir les sections des éléments (poteaux, poutres, planchers, voiles, etc.) : cette opération, dite « pré dimensionnement » exige que les dimensions de départ soient conformes aux normes du CBA et du RPA, Dimensions préliminaires, à ajuster après quelques vérifications tout en préservant la sécurité et l'efficacité économique, et évaluer les charges supportées par les différents éléments.

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1 Pré dimensionnement des planchers

II.1.1.1 Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux se composent de 3 éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91 :

$$h \geq \frac{l_{\max}}{22.5}$$

h : la hauteur du plancher.

L_{\max} : la grande portée parallèle aux poutrelles (mesurée entre nus). $\Rightarrow l_{\max} = 430\text{cm}$

Donc on a : $h = \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm}$

On adopte un plancher à corps creux de type $h = 21\text{cm} \rightarrow (16+5)$.

➤ Poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le planche travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Selon les règles du CBA 93, elles sont dimensionnées comme suit :

La hauteur de la nervure : $h = h_t = 21 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = b_0 + 2b_1$

La petite largeur b_0 :

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t$$

$$\text{Donc : } 0,3 \times 21 \leq b_0 \leq 0,6 \times 21 \Rightarrow 6.3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12.6 \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

La distance b_1 :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10} + \frac{L_0}{2}\right)$$

L : La portée maximale de la nervure est de 430 cm.

b_0 : La distance entre les nus des nervures dépend de la largeur du hourdis, généralement prise à 55 cm.

$$\text{Donc : } b_1 = \min(43 \text{ cm} ; 27,5 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 10 + 2 \times 27,5 \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

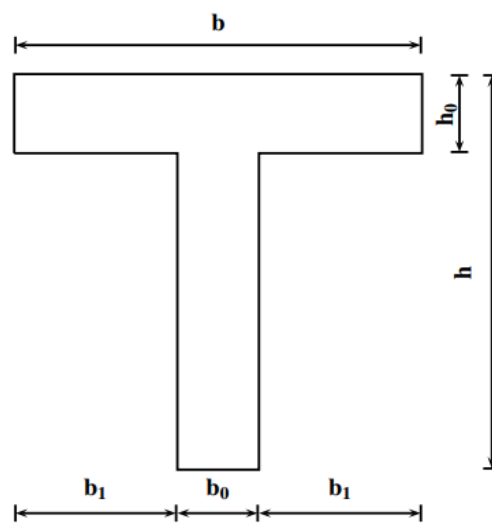


Figure II.1 : Pré dimensionnement des poutrelles

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, l'épaisseur des dalles dépend de plus condition et de vérification de résistance en déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

➤ **Résistance à la flexion :**

Dalles reposant sur deux appuis : $L/35 < e < L/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 < e < L/40$

L : la grande portée la plus sollicitée

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis, Donc on a

$$\frac{615}{50} < e < \frac{615}{40} = 12.3 < e < 15.38$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$ 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.

➤ **Isolation phonique :**

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

On adopte donc une épaisseur de $e = 15$ cm.

II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Un escalier est constitué d'une suite de marches et de paliers permettant le passage d'un niveau à un autre, Les marches seront en béton armé ou métallique ou en bois. Dans notre cas, elles sont réalisées en béton coulé sur place.

- **La marche :** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche(h) :** est la partie verticale contre la marche.
- **L'embranchement :** est la longueur utilisée de chaque marche.
- **Le giron(g) :** le giron est la largeur d'une marche d'un escalier, c'est un élément très important. à prendre en compte pour rendre un escalier agréable à monter.
- **La paillasse :** supporte les marches et les contremarches.
- **Palier :** plan horizontal plus grande que les marches sépare deux volées de marche, si le palier est au même niveau qu'un étage courant de la construction, on parle de palier d'arrivée(ou palier de départ),sinon il s'agit d'un palier intermédiaire(ou palier de repos).
- **L'angle d'inclinaison :** est l'angle confiné entre le paillasse et l'horizontale.
- **La volée :** est l'ensemble de marche de palier.

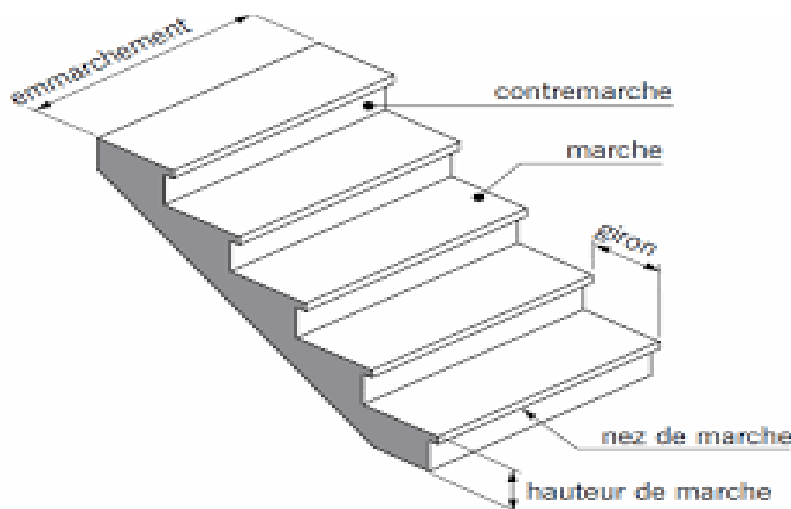


Figure II.2 : composition d'un escalier

➤ Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel

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

$$h : \text{la hauteur de la contremarche : } 14 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$g : \text{le giron de la marche : } 24 \leq g \leq 32 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

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

Les dimensions choisies satisfont la formule de Blondel, donc l'escalier est confortable.

Pour L'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = h / g = 17 / 30 = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

➤ Pour les étages courants (h=340cm) :

$$N = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ Contre marche.}$$

$$n = N - 1 \rightarrow n = 20 - 1 = 19 \text{ marche.}$$

On adopte 2 volées de 10 contre marche.

Longueur de volée (paillasse) :

$$Lp = \frac{17 \times 10}{\sin \alpha} = 344,91 \text{ cm} = 3,4491 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20} \rightarrow 11,49 \leq e \leq 17,25 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

II.1.3 Pré dimensionnement de la poutre palière

Condition de résistance et de flèche

$$L_{\max} = 430 \text{ cm}$$

$$\text{La hauteur : } \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 \leq h \leq 43 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur : } 0,3 \times 40 < b < 0,7 \times 35 \Rightarrow 12 < b < 24,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions minimales

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

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On choisit une poutre de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

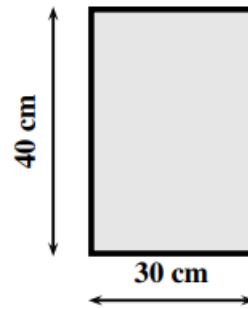


Figure II.3 : Pré dimensionnement de la poutre palière

II.1.4 Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est une composante en béton armé réalisée sur site, positionnée au sommet de l'édifice. Il n'a pas de rôle structural et est considéré comme une console intégrée à sa base dans le sol de la terrasse.

Il peut assumer principalement le rôle de protection, tout en participant aussi à d'autres aspects. Esthétiques ou fonctionnelles de l'édifice.

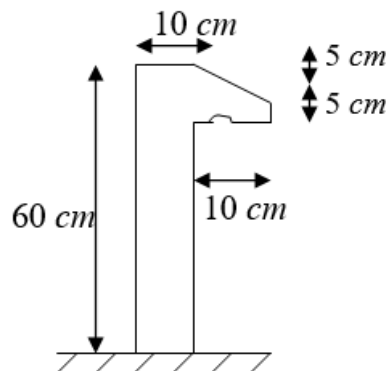


Figure II.4 : Pré dimensionnement de l'acrotère

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire. Elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (V2003)**.

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.1 les formules empiriques selon BAEL91 et RPA99 (V2003).

Selon le BAEL91	Selon le RPA 2003/V2003
<p>➤ Hauteur de poutre :</p> $L/15 \leq h \leq L/10$ <p>➤ Largeur de la poutre :</p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$	<p>➤ Hauteur de poutre :</p> $h \geq 30\text{cm}$ <p>➤ Largeur de poutre :</p> $b \geq 20\text{cm}$ <p>➤ Le rapport hauteur/largeur :</p> $h/b \leq 4$

h_t : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considéré.

On a deux types de poutres :

II.2.1.1 Poutres principales (porteuses) :

Reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur

Les quelles ces poutres reposent.

- Relie les poteaux entre eux.

- Supportent la dalle.

Dans notre structure, nous avons 3 longues travées et d'autre sont petites par rapport à la grande, et pour des conditions d'économie on a pris deux types de poutres principales.

Pour $L_{\max} = 575$ cm

Pour $L_{\max} = 345$ cm

1) Pour $L_{\max} = 575$ cm

Condition de résistance et de flèche

- $L_{\max} = 575$ cm

- La hauteur : $\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \Rightarrow 38.33 \leq h \leq 57.5 \Rightarrow h = 50$ cm

- La largeur : $0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \Rightarrow 20 \leq b \leq 35 \Rightarrow b = 30$ cm

Les dimensions minimales

- $h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$Condition vérifiée

- $\frac{h}{b} = 1.67 \leq 4$ Condition vérifiée

On adopte une poutre de (30×50) cm².

2) Pour $L_{max} = 345$ cm

Condition de résistance et de flèche

- $L_{max} = 345$ cm
- La hauteur $\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \leq h \leq 34.5 \Rightarrow h = 40$ cm
- La largeur $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30$ cm

Les dimensions minimales

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée
- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$Condition vérifiée
- $h/b = 1.33 \leq 4$ Condition vérifiée

On adopte une poutre de (30×40) cm².

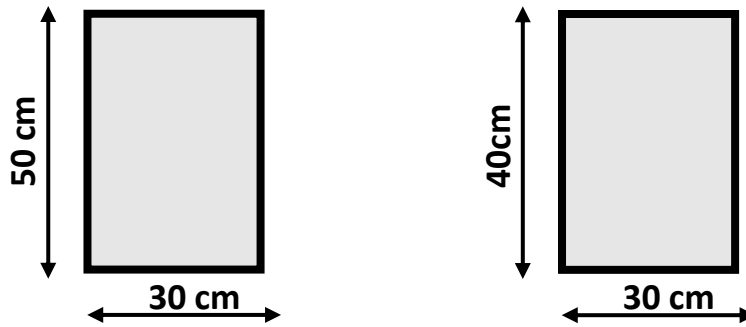


Figure II.5 : Pré dimensionnement des poutres principales.

II.2.1.2 Poutres secondaires

1) Pour $L_{max} = 430$ cm

•Condition de résistance et de flèche

- $L_{max} = 430\text{cm}$
- La hauteur : $\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.67 \leq h \leq 43 \Rightarrow h = 40\text{cm}$
- La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30\text{cm}$

•Les dimensions minimales

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h/b = 1.33 \geq 4$Condition vérifiée.

On adopte une poutre de (30×40) cm².

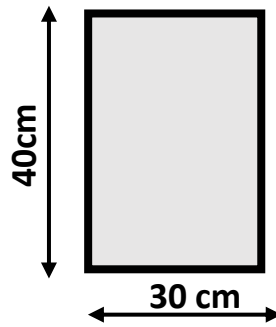


Figure II.6 : Pré dimensionnement de poutre principale.

II.2.2 Pré dimensionnement des voiles

a. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

- **D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

- ❖ L : porté du voile.
- ❖ a : épaisseur du voile

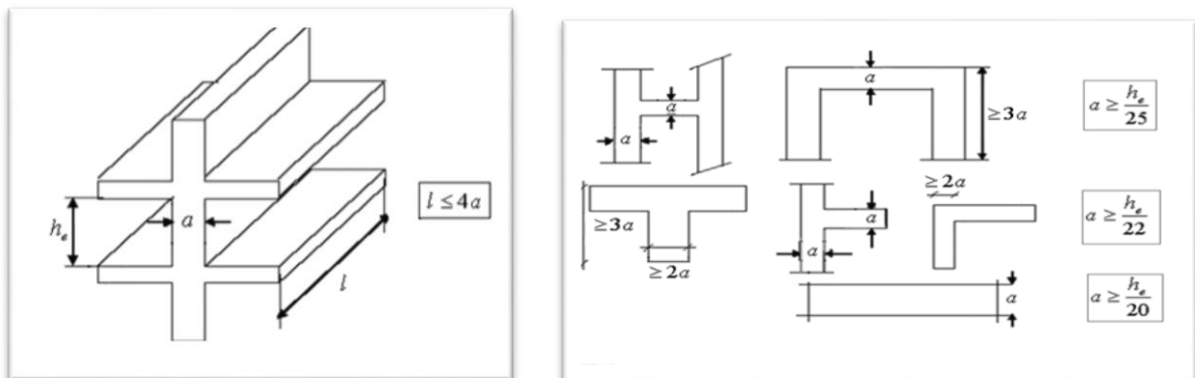


Figure II.7 : Coupe des voiles en élévation et en plan

Selon le RPA99V 2003 l'épaisseur minimal est de 15cm. De plus, L'épaisseur doit déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué la figue précédente.

A partir de la hauteur RDC $h = 3,74$ m

- La hauteur du voile :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre secondaire}}$$

$$\Rightarrow h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm}$$

- L'épaisseur du voile :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right\}$$

$$a \geq \max \left\{ \frac{334}{20}; \frac{334}{22}; \frac{334}{25}; 15 \text{ cm} \right\}$$

$$a \geq \max \{16.7; 15.18; 13.36; 15\}$$

$$\Rightarrow a \geq 16.7 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour les voiles une épaisseur de 20 cm.

II.3 Évaluation des charges

Pour l'évaluation des charges et surcharges nous utilisons le DTR « charge et surcharge ». Les charges réglementaires prises en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids propre.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II.3.1 Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible

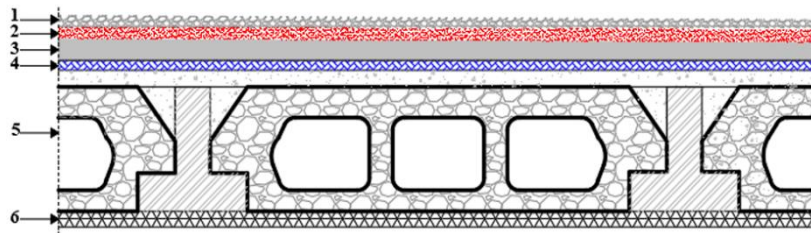


Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravier	0,05	17	0,85
2. Étanchéité multicouche	0,033	6	0,198
3. Forme de pente (béton)	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique en liège	0,05	4	0,2
5. Dalle de (compression + corps creux)	0,21	14,25	2,9925
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			G = 6,6405 KN/m²
			Q = 1 KN/m²

II.3.2 Évaluation des charges pour un plancher étage courant

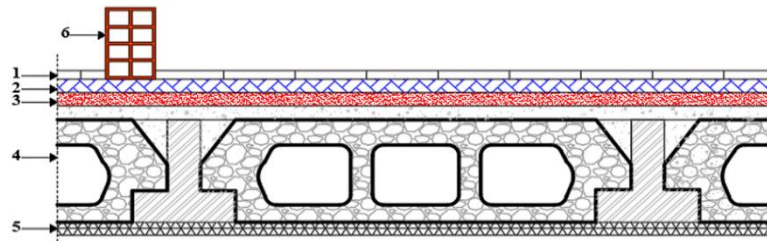


Figure II.9 : Plancher étage courant

Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation du plancher étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>	
1. Carrelage	0,02	20	0,4	
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4	
3. Lit de sable	0,03	18	0,54	
4. Dalle de compression +corps creux	0,21	14,25	2,9925	
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2	
6. Cloisons intérieures	0,1	9	0,9	
			G =	5,4325
				KN/m²
				Q = 1,5 KN/m²

II.3.3 Evaluation des charges pour la dalle pleine étage courant

Tableau II.4 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			G = 5,29 KN/m²
			Q = 1,5 KN/m²

II.3.4 Evaluation des charges pour Balcon terrasse

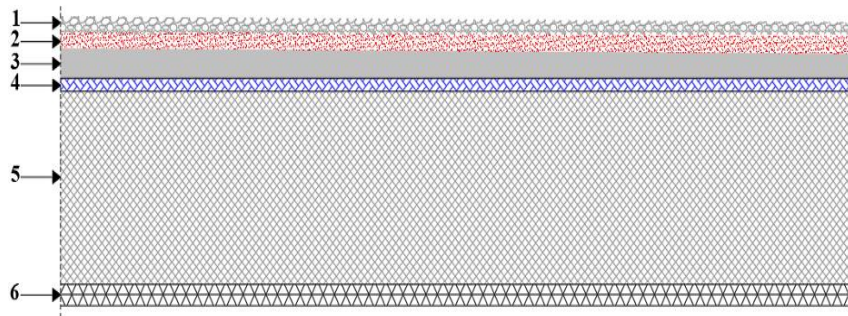


Figure II.10 : Balcon terrasse

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation du balcon terrasse

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1. Protection en gravier	0,05	17	0,85
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
			$G = 7,28 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.3.5 Evaluation des charges pour Balcon étage courant

Tableau II.6: Charges permanente et d'exploitation du balcon étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>	
1. Carrelage	0,02	20	0,4	
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4	
3. Lit de sable	0,03	18	0,54	
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75	
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2	
		G =	5,29	KN/m²
			Q = 3,5 KN/m²	

II.3.6 Evaluation des charges pour Murs extérieurs

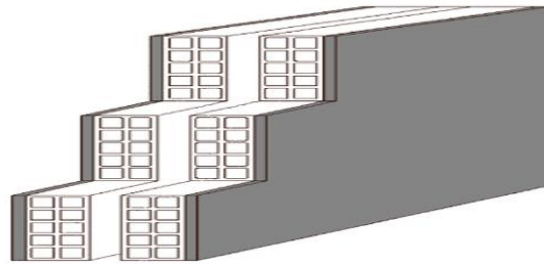


Figure II.11: Mur extérieur

Tableau II.7 : Charge permanente des murs extérieurs

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>	
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	

II.3.7 Evaluation des charges pour Murs intérieurs

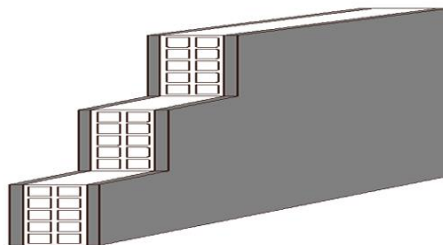


Figure II.12 : Mur intérieur

Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation des murs intérieurs

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>	
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

II.3.8 Evaluation des charges pour Escaliers

II.3.8.1 Palier

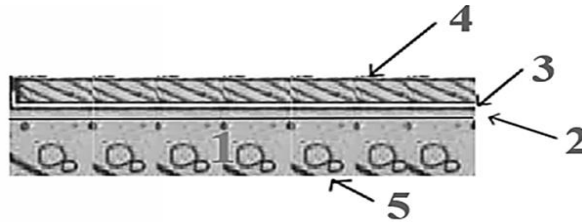


Figure II.13 : palier

Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation du palier

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>	
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	

II.3.8.2 Volé

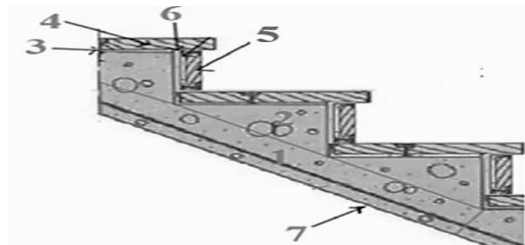


Figure II.14 : vole

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.10 : Charges permanente et d'exploitation de volé

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Poids propre de la paillasse	0,15	25	4,60
2. Poids propre des marches	0,17	22	1,87
3. Mortier de pose	0,02	20	0,4
4. Carrelage horizontale	0,02	20	0,4
5. Carrelage vertical	0,02	20	0,4
6. Mortier de pose	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

II.3.9 Evaluation des charges pour Acrotère

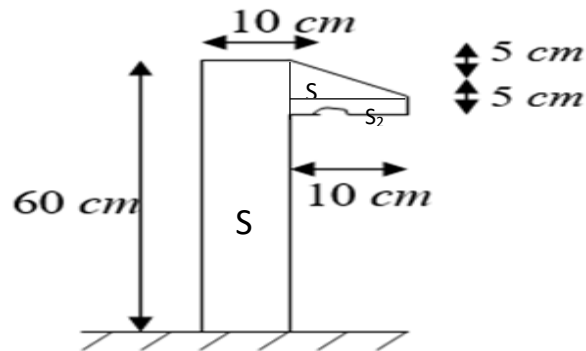


Figure II.15 : Section de l'acrotère

Selon le pré dimensionnement précédent, le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times \gamma_{BA}$$

S : La section de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Tableau II.11 : Charge permanente et d'exploitation de l'acrotère

Matériaux	Dimension			surface (m ²)	γ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1. Béton armé	S ₁	0,6	0,1	0,06	25	1,5
	S ₂	0,05	0,1	0,005		0,125
	S ₃	0,05	0,1	0,0025		0,0625
2. Enduit en ciment				0,02	18	0,36
						G = 2,0475 KN/ml
						Q = 1 KN/ml

II.4 Descente de charge

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

II.4.1 Descente des charges d'exploitation (loi de dégression)

Pour le calcul de la descente des charges d'exploitation dans les structures d'habitation à plusieurs étages, on applique la loi de dégression qui vise à éviter le surdimensionnement tout en assurant la sécurité.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La charge Q de chaque niveau est calculée comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le dernier étage: $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieur: ... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur: ... $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur: ... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2+n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Dans notre cas :

- Structure en béton armé à usage d'habitation RDC + 7 étages + s-sol.
- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.12 : Descente des charges d'exploitation

Niveaux	Dégression de charge	Charge (kN/m ²)
Niv 1-1	1	1
Niv 2-2	1+1.5	2.5
Niv 3-3	1 + 0,95(1,5 + 1,5)	3.85
Niv 4-4	1 + 0,90(1,5 + 1,5 + 1,5)	5.05
Niv 5-5	1 + 0,85(1,5 × 4)	6.1
Niv 6-6	1 + 0,80(1,5 × 5)	7
Niv 7-7	1 + 0,75(1,5 × 6)	7.75
RDC	1 + 0,71(1,5 × 7)	8,455
S-SOL	1 + 0,687(1,5 × 8)	9,244

II.4.2 Descente des charges permanentes

II.4.2.1 Poteau centrale

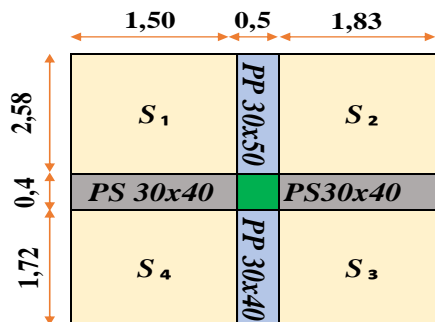


Figure II.16: Poteau centrale

➤ Surface d'influence

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 1,50 \times 2,58 + 1,83 \times 2,58 + 1,83 \times 1,72 + 1,50 \times 1,72 = 14,32 \text{ m}^2$$

Tableau II.13 : Surface d'influence

S1		S2		S3		S4	
1,5	2,58	1,83	2,58	1,83	1,72	1,5	1,72
3,87		4,72		3,15		2,58	
14,32							
L x pot =		0,30		L pp =		4,60	
L y pot =		0,30		L ps =		3,63	

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.14 : Descente des charges permanentes du poteau central

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)	
Terrasse	Plancher	$\sum S_i$		14,32	/	6,35	90,93	
	Poutre porteuse (50x30)	0,5	0,3	0,15	4,60	25	17,25	
	Poutre secondaire (40x30)	0,4	0,3	0,12	3,63	25	10,89	
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3,4	25	85	*Br
G_{terrasse}							119	85*Br
Étages courants	Plancher	$\sum S_i$		14,32	/	5,25	75,17	
	Poutre porteuse (50x30)	0,5	0,3	0,15	4,60	25	17,25	
	Poutre secondaire (40x30)	0,4	0,3	0,12	3,63	25	10,89	
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3,4	25	85	*Br
G_{étages courants}							103,31	85*Br
G_{6 étages} = 6G (étage)							619,89	510*Br
RDC	Plancher	$\sum S_i$		14,32	/	5,25	75,17	
	Poutre porteuse (50x30)	0,5	0,3	0,15	4,60	25	17,25	
	Poutre secondaire (40x30)	0,4	0,3	0,12	3,63	25	10,89	
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3,74	25	93,5	*Br
G_{RDC}							103,31	93,5*Br
S-SOL	Plancher	$\sum S_i$		14,32	/	5,25	75,17	
	Poutre porteuse (50x30)	0,5	0,3	0,15	4,60	25	17,25	
	Poutre secondaire (40x30)	0,4	0,3	0,12	3,63	25	10,89	
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3,06	25	77	*Br
G_{s-sol}							103	77*Br
G_{totale}							945,58	765,00*Br

QT(POT) KN = Qt (KN/m²) * Surface d'influence

Qt (KN/m ²) =	9,244
QT(POT) KN =	132,36

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

II.5.1 Introduction :

Un poteau est un composant structural d'une construction, qui supporte de manière localisée les charges de la superstructure (le plancher) et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure (les fondations) de la structure.

II.5.2 Pré dimensionnement

Le critère le plus prépondérant pour pré dimensionnement des poteaux, est celui de flambement. Selon les règles **CBA93**, article **B.8.4.1**, l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime pondéré que l'on déduit après descente de charges

B_r [cm²] : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec : $B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$.

A [cm²] : section d'armatures à mettre en place.

F_{c28} [MPa] : Contrainte caractéristique à la Compression. $\Rightarrow F_{c28} = 20 \text{ MPa}$.

Fe E400 [MPa] : Limité d'élasticité $\Rightarrow Fe = 400 \text{ MPa}$.

γ_b: Coefficient partiel de sécurité $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ (cas général).

γ_s: Coefficient de sécurité $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ (cas général).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour toutes les armatures participent à la résistance du poteau, on prend $\lambda \leq 50$

Donc on prendra ($\lambda=35$)

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.708$$

On prend le pourcentage d'armature $\frac{A}{B_r} = 0.8\% \Rightarrow A = 0.008B_r \%$ (RPA2003)

II.5.3 Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance
- ✓ Condition de stabilité
- ✓ Condition imposé par le RPA99

A) Condition de résistance :

D'après le BAEL91 :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \sigma_s \right]}$$

B_r : section réduit obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau :

A_s : aire des aciers.

θ : Le coefficient θ prend les valeurs :

1.1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\theta = \begin{cases} 1.2 & \text{si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ 1 & \text{si la majeure partie des charges est appliquée après 90 jours.} \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$

$\begin{cases} f_e = 400 \text{Mpa} \\ f_{c_{28}} = 20 \text{Mpa} \end{cases}$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda=35$)

$\rightarrow \beta = 1,2$

Selon le RPA 2003 le pourcentage minimale des armatures est de 0,8% en zone IIa $\rightarrow \frac{A}{B_r} =$

0,8% = 0,008

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 20}{1 \times 1,5} = 11.33 \text{Mpa} \\ \sigma_{bs} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347.83 \text{Mpa} \end{cases}$$

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

Remplacer des valeurs dans une équation Br

$$\beta_r \geq \frac{1 * 1.2 * N_u}{\left[1 * \left(\frac{11.33}{0.9}\right) + (0.008)347.83\right]}$$

Donc : $B_r \geq 0,078 \times N_u$

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

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Nu : Effort normal ultime.

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

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

$N_u = 1475.09 + 1032.75 * Br$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left(\frac{F_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s}\right)}$$

$B_r \geq 0,0648 * N_u$

$B_r \geq 95,56 + 66,905 * Br$

$B_r \geq 0,0956 + 0,0669 * Br$

$B_r \geq 0,102412471 \text{ m}^2$

$B_r \geq 1024,12 \text{ cm}^2$

En choisissant les poteaux carrés de côté

$B_r = (a-2)^2 \Rightarrow (a-2)^2 \geq 1024,12 \text{ cm}^2$

$a \geq 34,00 \text{ cm}^2$

Donc on prend $(a \times b) = (40 \times 50) \text{ cm}^2$.

$$\begin{cases} a = 0.4 \\ b = 0.5 \end{cases}$$

B) Condition de stabilité:

➤ Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

$$\begin{cases} Lf = 0,7 L0 ; I = \frac{bh^3}{12} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ \lambda = \frac{Lf}{i} \end{cases}$$

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

λ : Élancement du poteau.

: Longueur de flambement (pour un poteau encastré articuler) $L_f = 0,7.L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration de la section de plan de flambement.

B : Section théorique du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_f = 0,7(3,4) ; I = \frac{(0,4)(0,5)^3}{12} \\ i = \sqrt{\frac{0,004167}{0,2}} \\ \lambda = \frac{2,38}{0,144} \end{array} \right.$$

Tableau II.15 : Condition de stabilité.

Niv	L_0	L_f	I	i	λ	Observation
Etage courant	3,23	2,26	0,00417	0,1443	15,66	CV
RDC	3,4	2,38	0,00417	0,1443	16,49	CV
S-SOL	3,2	2,24	0,00417	0,1443	15,52	CV

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} a = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 16,49 \Rightarrow \alpha = 0,814$$

C) Vérification vis-à-vis le RPA :

- Selon les prescriptions du (PRA99 v 2003) les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7-4-1 du RPA :

$$(b, h) = (40, 50) \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{zone IIa})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq \frac{374}{20} = 18.7 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 0.8 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

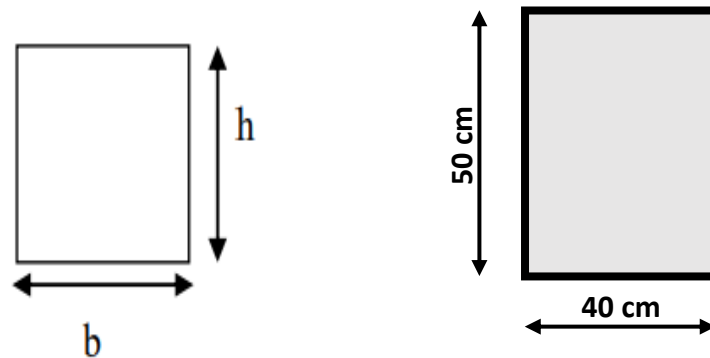


Figure II.17 : Pré dimensionnement de poteau.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi les mesures de base pour diverses sections, ce qui est essentiel pour assurer la conformité du bâtiment aux normes réglementaires.

En utilisant les dimensions de départ et les charges estimées, nous allons réaliser le dimensionnement des divers composants. Dans le prochain chapitre, nous allons porter toute notre attention sur le dimensionnement des composants secondaires.

CHAPITRE III:
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et le balcon.

Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie du structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

III.2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un composant non supportif qui entoure le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour prévenir l'infiltration d'eau de pluie et sert également à la fixation du matériel pour les travaux de maintenance des bâtiments.

Le calcul se fera à la flexion composée soumis à un effort normal dû à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

Le principe de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.

G : poids propre = 2.0475 kN/ml

Q : surcharge d'exploitation = 1 kN/ml

Sollicitations :

ELU : $N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 2,0475 = 2,76 \text{ KN/ml}$

$M_u = 1,5 N_Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

ELS : $N_{ser} = N_G = 2,0475 \text{ KN/ml}$

$M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

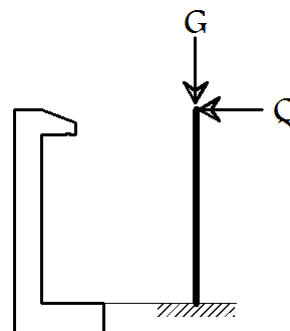


Figure III. 1 : Schéma statique de l'acrotère

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Le ferrailage est calculé en flexion composée, en prenant en compte une fissuration préjudiciable.

$$h = 0,1 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

$$c' = 0,03 \text{ m}$$

$$\text{Excentricité : } e_{0u} = Mu/Nu = 0,9 / 2,76 = 0,33 \text{ m}$$

$$e_{0ser} = Mu/Nu = 0,6 / 2,0475 = 0,29 \text{ m}$$

$$e_p : \text{Epaisseur de l'acrotère } \frac{e_p}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

-Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

-Le calcul se fait en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant fictif, calculé par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser} = N_{ser} \left[e + \frac{h}{2} - c' \right] = 2.0475 \left[0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right] = 0,635 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_{ser} - M_{ser} \leq (0,337h - (0,81c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$$B \leq A$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{\gamma_b} = \frac{(0,85 \times 25)}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$B = (d - c')N_{ser} - M_{ser} = ((0,08 - 0,03) \times 2.0475) - 0,6 = -0,498 \text{ kN.m}$$

$$A = ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$$A = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,03))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 13,32 \text{ kN.m}$$

$$B = -0,498 \text{ kN.m} < A = 13,32 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée P.C

III.2.1 Calcul du ferrailage a (E.L.S.)

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,086$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\text{Avec: } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\text{‰}$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,086 \rightarrow \text{pivot A } A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}}{0,8} = 0,113$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,113) = 0,076 \text{ m}$$

Calcul d'armatures :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fs} = \frac{M_{ser}}{Z\sigma_s} = \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,076 \times 201,6} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ \frac{bxh}{1000} \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} \cdot 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{smin} = 1 \text{ cm}^2 > A_s = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{smin} = 1 \text{ cm}^2$ et on adopte 4T8 avec : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

L'espacement :

$$S_t = b/4 = 100/4 = 25$$

$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < \min(30, 33 \text{ cm}) \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T6, avec $A_r = 1,13 \text{ cm}^2$.

$$S_t = 60/3 = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification au cisaillement :

$$\text{fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 2,50 \text{ MPA}$$

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 1,88 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1,88 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.2 Vérification des contraintes (ELS) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,0475 \times \left(0,0167 - 0,03 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,198 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre y : y Est la racine de l'équation :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15 \times A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 25,5y - 204 = 0 \rightarrow y = 1,78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,78^3}{3} + (15 \times 2,01) \times (8 - 1,78)^2 = 1174,55 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{635}{1174,55} \times 1,78 = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{550}{1174,55} \times (8 - 1,78) = 43,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3. Vérification sous l'effet de séisme :

D'après le RPA/V2003 article 6.2.3 les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivantes :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4-1)

$$\text{«Zone IIa, groupe 2 »} \Rightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale (Tableau 6-1)

$$C_p = 0,8 \Rightarrow \text{pour élément de console}$$

W_p : Poids de l'acrotère $\Rightarrow W_p = 2,0475 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,0475 = 0,9828 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1 \text{ KN/ml} \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.4 Schéma de ferrailage :

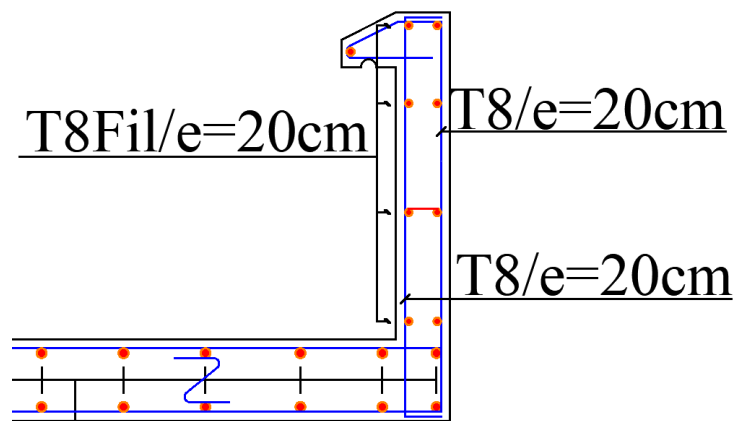


Figure III- 2 : Disposition des armatures dans l'acrotère

III.3 Étude des planchers à corps creux

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur. Les corps creux (généralement en béton) sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher.

Les poutrelles en béton armé ont la forme en T renversé, les armatures sont entièrement enrobées de béton.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage d'armatures de compression en (treillis soudé).

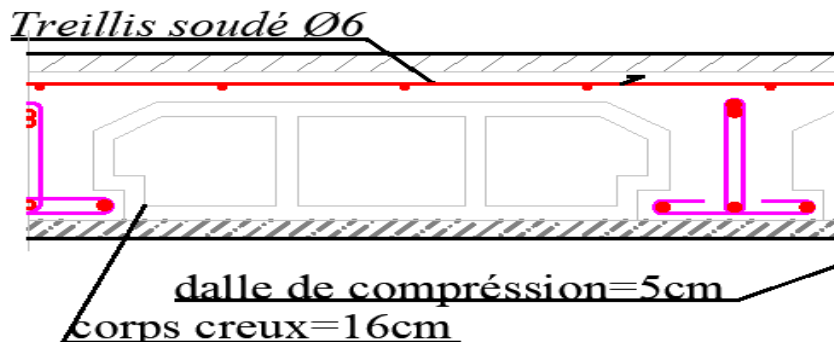


Figure III. 3 : Plancher à corps creux

III.3.1 Dimensionnement du plancher :

Nous avons un plancher à corps creux de 16 + 5 :

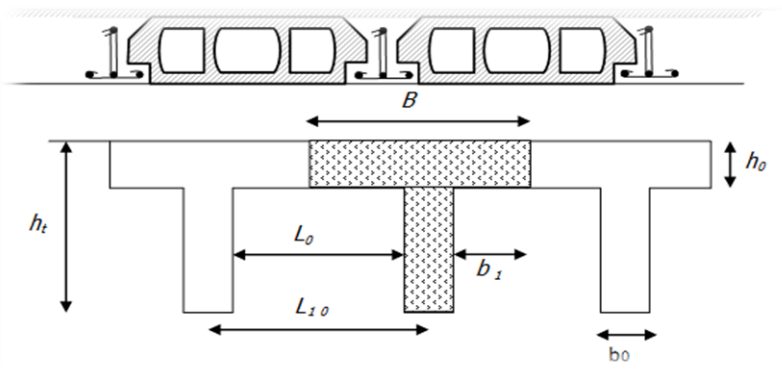


Figure III.4 : Dimensions d'un plancher à corps creux selon BAEL 91

h_t : hauteur de la nervure	$h_t = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$
h_0 : hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 5 \text{ cm}$
b_0 : largeur de la nervure	$b_0 = 10 \text{ cm}$
L_0 : longueur max de la nervure	$L_{\max} = 4,30 \text{ m}$
B : largeur de la nervure	$B = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$
H_t : hauteur du plancher	21 cm

III.3.2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les quatre conditions sont remplies :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2x G; 5\text{kn/m}^2)$.

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

Le rapport des portées successives est compris entre

$$0,8 \text{ et } 1,25 \left(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \right).$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.2.1 Principe de la méthode Forfaitaire :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendant de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$$\alpha = Q/G+Q.$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée.

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

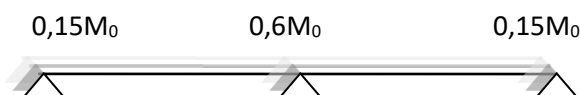
$$1) \quad M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \quad M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée intermédiaire.}$$

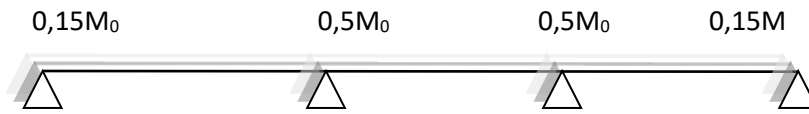
$$3) \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée de rive.}$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

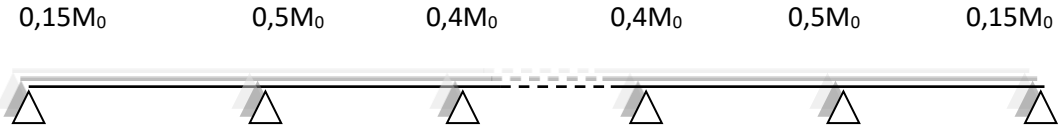
1) Cas de 02 travées :



2) Cas de 03 travées :



3) Cas de plus de 03 travées :



➤ **Efforts tranchants :**

Sur une travée le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses « a » de l'appui gauche et « b » de l'appui droit avec $L = a + b$.

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; \quad V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

III.3.2.2 La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

❖ **Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifiée et corrigé pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui à pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

❖ **Applications de la méthode :**

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e .

➤ La charge répartie uniforme q_w et q_e .

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

➤ Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.

➤ La longueur réduite de chaque travée L' :

$L' = L$: Pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$: Pour une travée intermédiaire.

Pour chaque force concentrée : $x = \frac{a}{L'}$ et $K = \frac{x.(x-1).(x-2)}{2,125}$

Les moments sur appuis :

$M_q = \frac{q_w.L_w'^3 + q_e.L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$: due aux charges réparties sur les deux travées.

$M_{Pw} = \sum \frac{K_w.P_w.L_w'^3}{L_w' + L_e'}$: due aux charges concentrées de la travée « w »

$M_{Pe} = \sum \frac{K_e.P_e.L_e'^3}{L_w' + L_e'}$: due aux charges concentrées de la travée « e »

La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans la suite de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).

Les efforts tranchants d'appuis V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit sont calculés par

Les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q.L}{2} - \sum P_i \cdot \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q.L + \sum P_i \end{array} \right.$$

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme « x_0 » l'abscisse à partir

de l'appui gauche (w) : $x_0 = -\frac{V_w}{q}$

Moment maximal : $M_t = M_U - V_w \times x_0 - \frac{q.x_0^2}{2} - \sum_{a_j < x_0} P_i.(x_0 - a_i)$

III.3.3 Evaluation des charges :

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{Charge permanentes : } G = 6,6405 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 6,6405 \times 0,6 = 3,98 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml.}$$

➤ Plancher étage courant étage :

$$\text{Charge permanentes : } G = 5,4325 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 5,4325 \times 0,6 = 3,26 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur charge d'exploitation : } Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4 La combinaison de charge :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,27 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml.}$$

➤ Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,16 \text{ KN/ml.}$$

III.3.5 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. Les charges d'exploitations $Q \leq \max(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2)$ condition vérifiée
2. poutrelle à inertie constante condition vérifiée.
3. Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ condition vérifiée
4. La Fissuration est préjudiciable condition vérifiée

Donc on utilise la méthode de forfaitaire

III.3.5.1 Application de la méthode forfaitaire :

a) Plancher terrasse inaccessible :

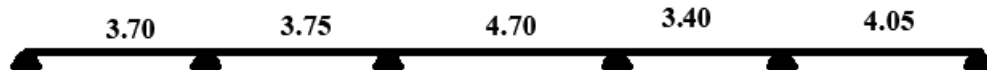


Figure III.5 : Schéma statique des poutrelles de plancher de terrasse

Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,6}{0,6 + 3,98} = 0,13$$

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$\text{Dans la travée 1 : } M1 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,27 \times (3,70)^2}{8} = 10,745 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans la travée 2 : } M2 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,27 \times (3,75)^2}{8} = 11,037 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans la travée 3 : } M3 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,27 \times (4,70)^2}{8} = 17,337 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans la travée 4 : } M4 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,27 \times (3,40)^2}{8} = 9,073 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans la travée 5 : } M5 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,27 \times (4,05)^2}{8} = 12,874 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments dans l'appui :

$$\text{Moment dans l'appui A : } -0,15 \max(M1) = -1,612 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui B : } -0,5 \max(M1, M2) = -5,52 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui C et D : } -0,4 \max(M2, M3) = -6,93 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui E : } -0,5 \max(M4, M5) = -6,44 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui F : } -0,15 \max(M5) = -1,931 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments sur travées :

$$M_t \geq \max \left(\max(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0) - \frac{M_W + M_E}{2} \right)$$

$$M_t = \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Travée intermédiaire}$$

$$M_t = \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Travée de rive}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1 : Les moments à l'ELU et a l'ELS- terrasse

ELU:

travée	1	2	3	4	5	
L (m)	3,700	3,750	4,700	3,400	4,050	
<i>(KN.m)</i>						
M0	10,745	11,037	17,337	9,073	12,874	
appuis	A	B	C	D	E	F
coef- forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,40	0,50	0,15
<i>(KN.m)</i>						
Ma (-) <i>(KN.m)</i>	1,612	5,52	6,93	6,93	6,44	1,931
Mt 1	7,717	5,362	11,269	2,841	9,333	
<i>(KN.m)</i>						
Mt 2 <i>(KN.m)</i>	6,658	5,735	9,009	4,715	7,977	
Mt max	7,717	5,735	11,269	4,715	9,333	

ELS:

travée	1	2	3	4	5	
L (m)	3,700	3,750	4,700	3,400	4,050	
<i>(KN.m)</i>						
M0	7,845	8,058	12,658	6,624	9,399	
appuis	A	B	C	D	E	F
coef- forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,40	0,50	0,15
<i>(KN.m)</i>						
Ma (-) <i>(KN.m)</i>	1,177	4,029	5,063	5,063	4,700	1,410
Mt 1	5,634	3,915	8,228	2,074	6,814	
<i>(KN.m)</i>						
Mt 2 <i>(KN.m)</i>	4,861	4,187	6,578	3,442	5,824	
Mt max	5,634	4,187	8,228	3,442	6,814	

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Calcul des efforts tranchants :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\left(\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}\right)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\left(\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}\right)}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Tableau III. 2 : Les efforts tranchants à l'ELU et a l'ELS- terrasse

ELU:

travée	1	2	3	4	5
L (m)	3,700	3,750	4,700	3,400	4,050
Mt <small>(KN.m)</small>	7,717	5,735	11,269	4,715	9,333
Mw	1,612	-5,518	-6,935	-6,935	-6,437
Me <small>(KN.m)</small>	-5,518	-6,935	-6,935	-6,437	1,931
a (m)	1,689	1,819	2,350	1,719	2,195
b (m)	2,011	1,931	2,350	1,681	1,855
Vw (-) KN	11,049	12,370	15,493	13,557	14,369
Ve (+) KN	13,160	13,126	15,493	13,264	12,144

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

ELS

travée	1	2	3	4	5
L (m)	3,700	3,750	4,700	3,400	4,050
Mt <small>(KN.m)</small>	5,634	4,187	8,228	3,442	6,814
Mw	1,177	-4,029	-5,063	-5,063	-4,700
Me <small>(KN.m)</small>	-4,029	-5,063	-5,063	-4,700	1,931
a (m)	1,689	1,819	2,350	1,719	2,164
b (m)	2,011	1,931	2,350	1,681	1,886
Vw (-) KN	8,067	9,032	11,312	9,898	10,641
Ve (+) KN	9,609	9,583	11,312	9,684	9,274

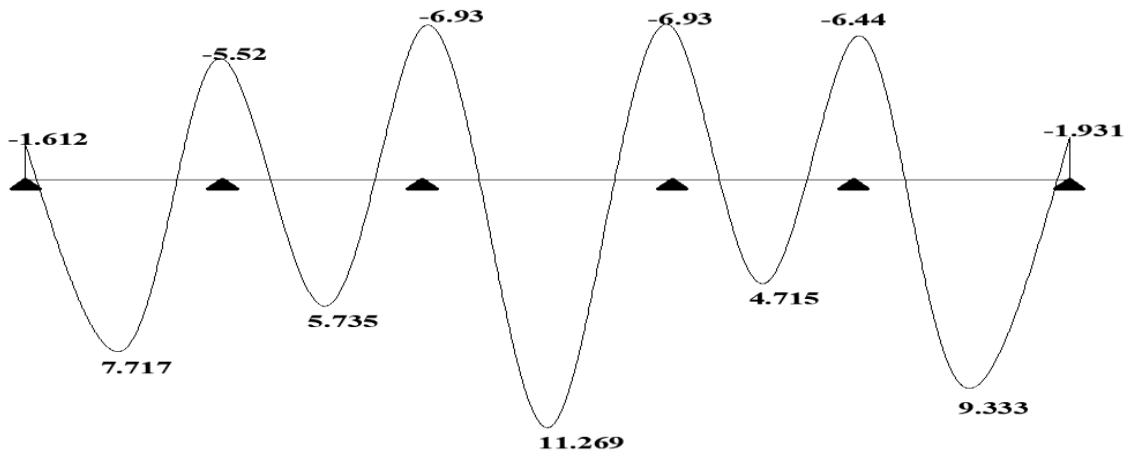


Figure III.6 : diagramme des moments à l'ELU-plancher de terrasse

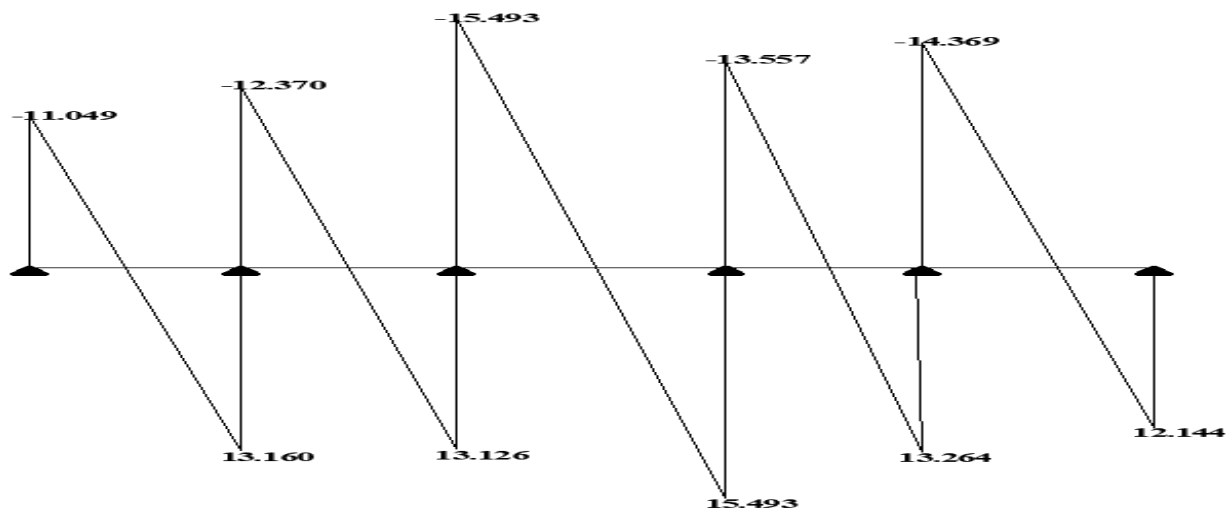


Figure III.7 : diagramme des efforts tranchant à l'ELU-plancher de terrasse

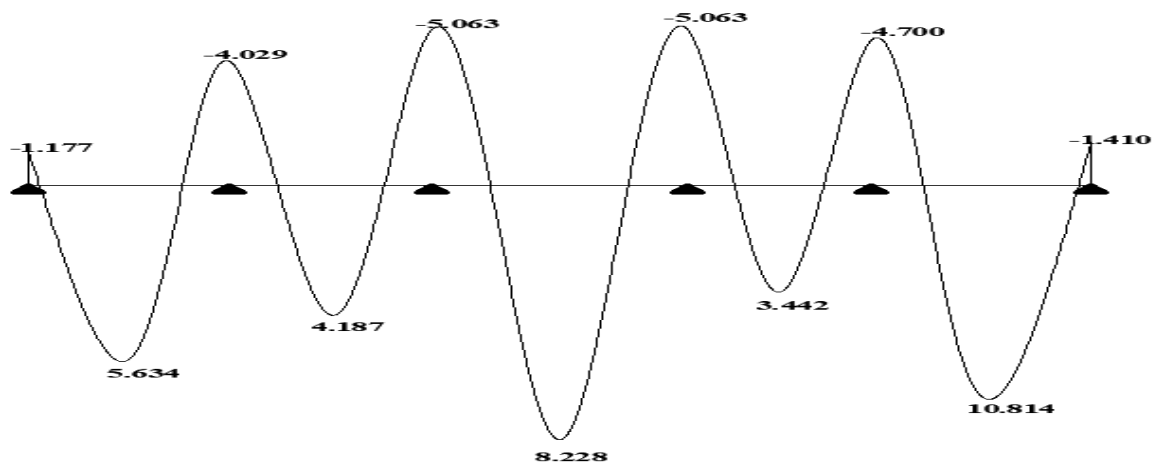


Figure. III.8 : diagramme des moments à l'ELS-plancher de terrasse

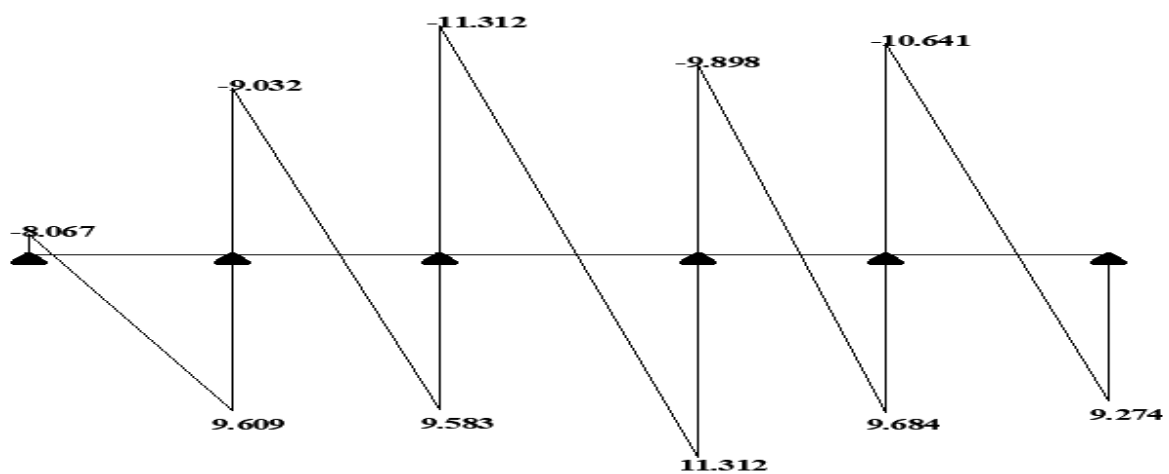


Figure.III.9 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS-plancher de terrasse

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

b) Plancher étage courant:



Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles de plancher étage courant

$$G = 5.4325 \times 0.6 = 3.26 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 5.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.16 \text{ KN/ml}$$

Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.9}{0.9 + 3.26} = 0.22$$

Calcul du Moments fléchissant :

Tableau III. 3 : Les moments à l'ELU et a l'ELS- étage courant

ELU

travée	1	2	3	4	
L (m)	3,750	4,700	3,400	4,050	
<i>(KN.m)</i> M0	10,108	15,878	8,309	11,790	
appuis	A	B	C	D	E
coef- forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,50	0,15
<i>(KN.m)</i> Ma (-) <i>(KN.m)</i>	1,516	7,94	6,35	5,89	1,768
Mt 1	6,036	9,764	2,725	8,724	
<i>(KN.m)</i> Mt 2 <i>(KN.m)</i>	6,393	8,454	4,424	7,457	
Mt max	6,393	9,764	4,424	8,724	

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

ELS

travée	1	2	3	4	
L (m)	3,750	4,700	3,400	4,050	
$(KN.m)$ M0	7,312	11,485	6,010	8,528	
appuis	A	B	C	D	E
coef- forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,50	0,15
$(KN.m)$ Ma (-) $(KN.m)$	1,097	5,743	4,594	4,264	1,279
Mt 1	4,367	7,063	1,971	6,310	
$(KN.m)$ Mt 2 $(KN.m)$	4,624	6,115	3,200	5,394	
Mt max	4,624	7,063	3,200	6,310	

Calcul des efforts tranchants :

Tableau III. 4 : Les efforts tranchants à l'ELU et a l'ELS- étage courant

ELU

travée	1	2	3	4
L (m)	3,750	4,700	3,400	4,050
$(KN.m)$ Mt $(KN.m)$	6,393	9,764	4,424	8,724
Mw	1,516	-7,939	-6,351	-5,895
$(KN.m)$ Me	-7,939	-6,351	-5,895	1,768
a (m)	1,598	2,405	1,718	2,193
b (m)	2,152	2,295	1,682	1,857
Vw (-) KN	9,896	14,720	12,541	13,335
Ve (+) KN	13,322	14,045	12,273	11,297

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

ELS

travée	1	2	3	4
L (m)	3,750	4,700	3,400	4,050
Mt <small>(KN.m)</small>	4,624	7,063	3,200	6,310
Mw	1,097	-5,743	-4,594	-4,264
Me <small>(KN.m)</small>	-5,743	-4,594	-4,264	1,768
a (m)	1,598	2,405	1,718	2,161
b (m)	2,152	2,295	1,682	1,889
Vw (-) KN	7,159	10,648	9,072	9,786
Ve (+) KN	9,636	10,159	8,878	8,554

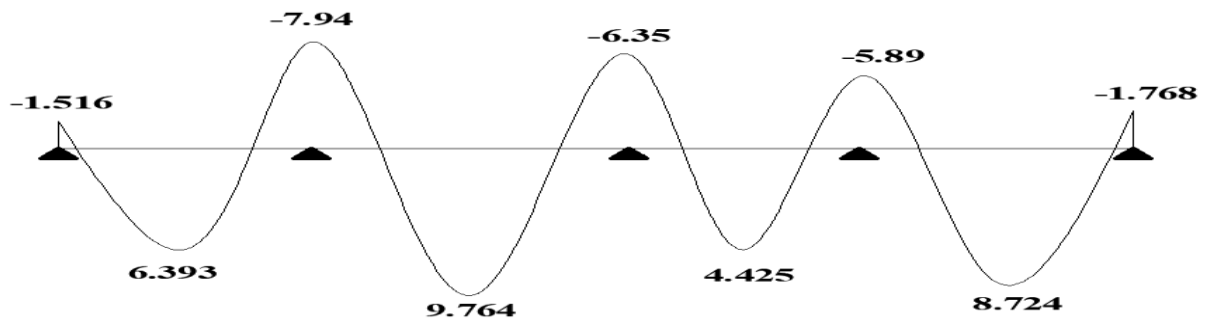


Figure III.11 : diagramme des moments a l'ELU-plancher étage courant

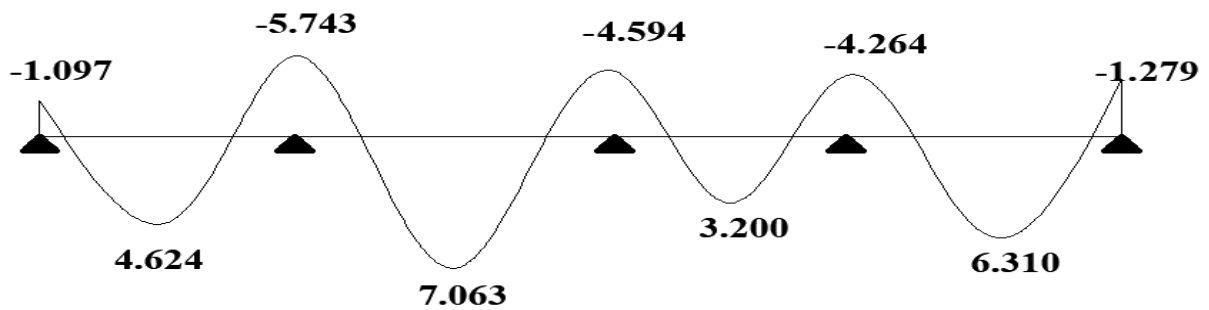


Figure III.12 : diagramme des moments a l'ELS-plancher étage courant

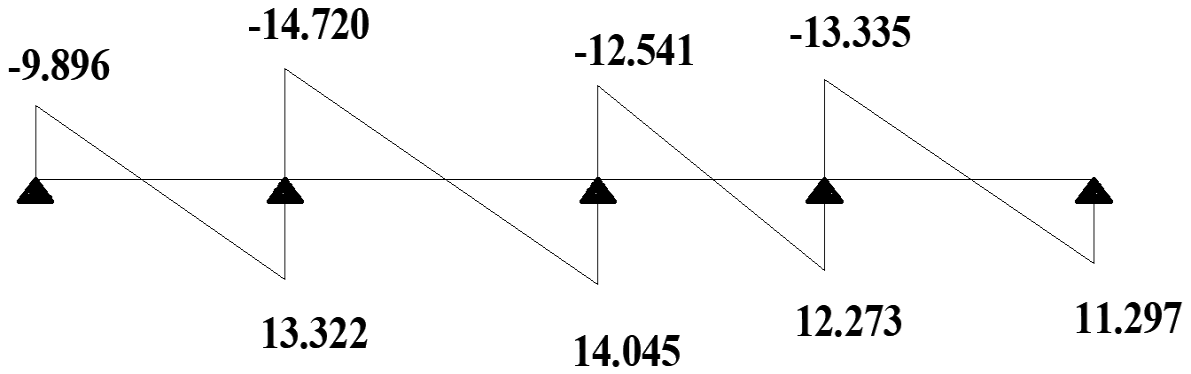


Figure III.13 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU-plancher étage courant

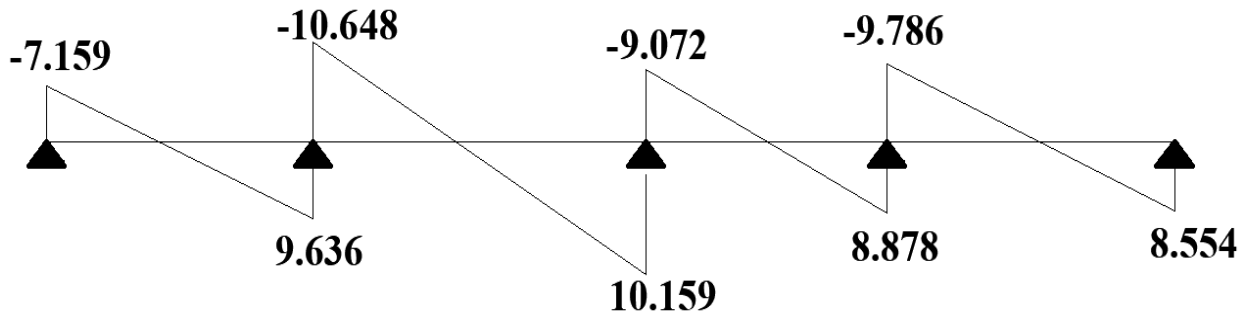


Figure III.14 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS-plancher étage courant

III.3.6 Calcul de ferrailage :

$M_u \text{ travée} = 11.269 \text{ KN.m}$ $M_u \text{ appui} = 6.93 \text{ KN.m}$

$V_u = 15,493 \text{ KN}$ $h = 21 \text{ cm}$ $h_0 = 5 \text{ cm}$

$d = 0.9h = 19 \text{ cm}$ $b = 60 \text{ cm}$ $b_0 = 10 \text{ cm}$.

On doit vérifier si la partie comprimée n'intéresse que la table de compression ou si elle intéresse également la poutrelle, pour cela il faut calculer le moment capable de la table M_t .

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{19} = 0.26$$

BAEL91/modifié 99 page 127 (tableau) $\Rightarrow \alpha_0 = 0.26 \Rightarrow \mu_0 = 0.186$

Le moment capable de la table :

$$M_t = u_0 b d^2 f_{bc} = 0.186 \times 0.60 \times (0.19)^2 \times 14.17 \times 10^3 = 57.08 \text{ kn.m}$$

$$M_{ut} = 11.269 \text{ KN.m} < M_t = 57.08 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendus n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constant égale à la largeur de table b .

• **Armature longitudinal:**

a) En travée :

On a : $b = 60 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 19 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.269 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.19^2 \times 14.17} = 0.037$$

$\mu = 0.037 < \mu_{lim} = 0.392$; $A's = 0$ (pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b d f_{bc}}{\delta_{su}} = \frac{0.8 \times 0.047 \times 60 \times 19 \times 14.17}{348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left\{\frac{60 \times 21}{1000}; 0.23(60 \times 19) \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.26; 1.38\} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\{A_{s \min}; A_s\} = \max\{1.38; 1.75\} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte : 3T10 $\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.93 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.17} = 0.135$$

$\mu = 0.135 < \mu_{lim} = 0.392$; $A's = 0$ (pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.182$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b_0 d f_{bc}}{\delta_{su}} = \frac{0.8 \times 0.182 \times 10 \times 19 \times 14.17}{348} = 1.126 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left\{\frac{b_0 h}{1000}; 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left\{\frac{10 \times 21}{1000}; 0.23(10 \times 19) \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{0.21; 0.229\} = 0.229 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\{A_{s \min}; A_s\} = \max\{0.229; 1.126\} = 1.126 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte : 1T10fil+1T12ch $\Rightarrow A_s = 1.92 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales :**

Selon (l'article A.7.2.2) du BAEL 91 :

Diamètre minimale \emptyset_t :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_t\right\} = \min\left\{\frac{210}{35}; \frac{100}{10}; 12\right\} = \min\{6; 10; 12\} = 6 \text{ mm}$$

Espacement :

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{21}{4}; 12(0.6) \right\} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

III.3.7. Vérification de l'effort tranchant à L'E.L.U :

Selon (l'article A.5.1.1 des règles du BAEL91 modifié 99) page 37, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \\ \bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On a : $V_u = 15.493 \text{ KN}$.

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} = \frac{15.493 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.19} = 0.135 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u = 0.135 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

III.3.8. Vérification des contraintes à L'E.L.S : (Fissuration peu préjudiciable)

En travée :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{11.269}{8.228} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{6.93}{5.063} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

III.3.9. Vérification de la flèche à L'E.L.S : (l'article B.7.5 des règles BAEL) :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{470} = 0.0447 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{60 \times 19} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0021 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$L \leq 8m \Rightarrow L = 4.70 \text{ cm} \leq 8m \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.35}{60} \left[\sqrt{1 + \frac{60 \times 19}{7.5 \times 2.35}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4.72 \text{ cm}$$

➤ **L'inertie de la section :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3}\right) + 15A_s(d - y)^2 = \left(\frac{60 \times 4.72^3}{3}\right) + 15 \times 2.35(19 - 4.72)^2 \Rightarrow I = 9291.20 \text{ cm}^4$$

➤ **L'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12}\right) + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] = \left(\frac{60 \times 21^3}{12}\right) + 15 \left[2.35 \left(\frac{21}{2} - 2\right)\right] \Rightarrow I_0 = 46604.63 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul les facteurs λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{10 \times 19} \Rightarrow \rho = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012\left(2+3\frac{10}{60}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 3.5$$

et on a : $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.4$

III.3.10. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si $L < 50\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2$ et f_e en MPA

Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4L}{f_e} \text{ cm}^2$

Avec : L ; Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $L = 60 \text{ cm}$.

$50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \longrightarrow A_s > \frac{4 \times 60}{400} = 0,6 \text{ (cm}^2\text{)}.$

On prend **5φ6** de surface $A_{s1} = 1,42 \text{ cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{4} = \frac{1,42}{4} = 0.705 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé TS **φ6/200x200**

III.3.11 Schéma de ferrailage :

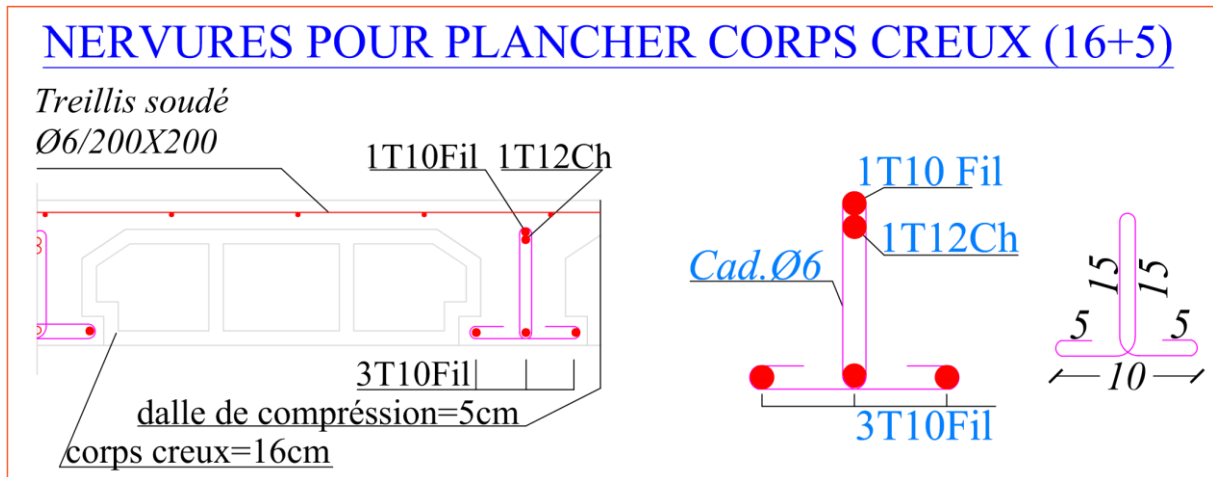


Figure.III.15 : Schéma de ferrailage du nervure

III.4 Étude des balcons :

Les balcons et séchoirs peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères

a- Critère architectural : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).

b- Critère de résistance : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console - sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique
- Sécurité en matière d'incendie

Le calcul se fait pour une bande de 1m de large.

III.4.1 Evaluation des charges :

$$G = 5.29 \text{KN/m}^2$$

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

Pour 1 ml :

$$G = 5.29 \text{KN/m}^2$$

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

III.4.2 Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (5.29) + 1.5 (3.5) = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G+Q = 5.29+3.5 = 8.79 \text{ KN/ml}$$

III.4.3 Calcul des sollicitations :

ELU

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.39 \times 1.40^2}{2} = 12.14 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{8.79 \times 1.40^2}{2} = 8.61 \text{ KN.m}$$

III.4.4 Calcul de ferrailage :

ELU

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \epsilon_1} = \frac{12.14}{1 \times 0.135^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.05$$

$$\alpha_1 = \frac{7}{7+2\epsilon_1} ; \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E}$$

$$\text{On a : } E = 2 \times 10^5 \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \epsilon_1 = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\text{Donc : } \alpha_1 = \frac{7}{7+2(1.74)} \Rightarrow \alpha_1 = 0,668$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.06$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\delta_{su}} = \frac{0.8 (0.06) (100) (0.135) (14.17)}{348} = 1.954 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{s \text{ min}} ; A_s \} = 1.954 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 ($A_s = 3,925 \text{ cm}^2$) avec un espacement $St=20\text{cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3,925 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$5T8 \Rightarrow A_r = 2,515 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow St = 20\text{cm} < 45 \text{ cm}$$

III.4.5 Vérifications :

III.4.5.1 Vérifications d'effort tranchant :

D'après le BAEL91 Article [A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = q_u x l = 12.39 \times 1.40 = 17.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.35}{1 \times 0.135 \times 10^3} = 0.129 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 2.5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA} \} = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{ donc vérifier.}$$

La position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.925}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13.5}{7.5 \times 3.925}} - 1 \right] = 3.44 \text{ cm}$$

Calcule le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{100 \times 3.44^3}{3} + 15[3.925(13.5 - 3.44)^2] = 7315.28 \text{ cm}^4$$

III.4.6 Schéma de ferrailage :

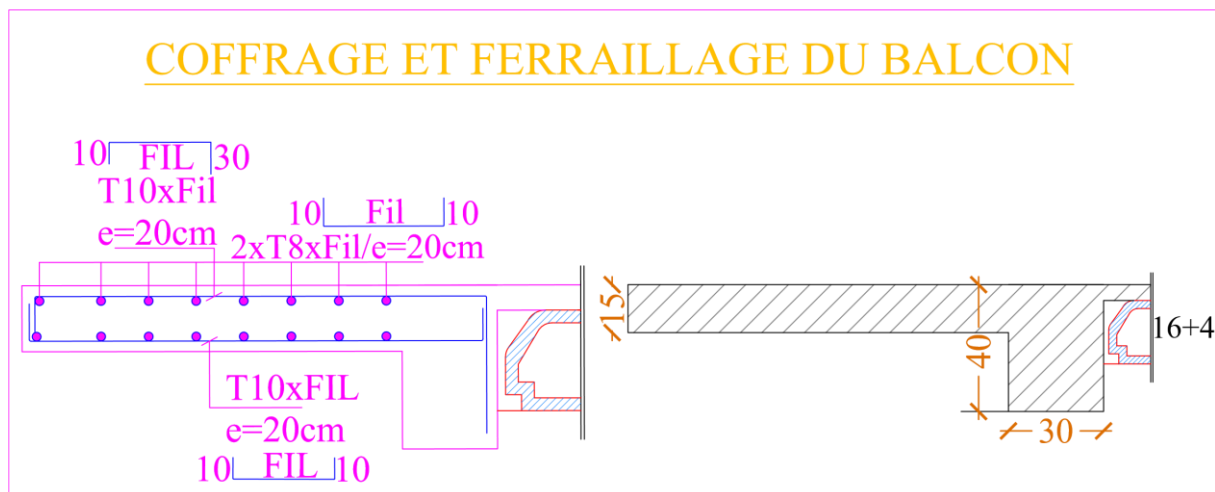


Figure.III.16 : Schéma de ferrailage et coffrage du balcon

III.5 Étude des escaliers :

III.5.1 Détermination des charges et surcharges :

➤ **Charge permanents :**

$$G_{\text{palier}} = 5.27 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{volée}} = 9.03 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

ELU $q_{\text{up}} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 (5.27) + 1.5 (2.5) = 10.86 \text{ KN/m}$

$$q_{\text{uv}} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 (9.03) + 1.5 (2.5) = 15.94 \text{ KN/m}$$

ELS $q_{\text{sp}} = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/m}$

$$q_{\text{sv}} = G_v + Q_v = 9.03 + 2.5 = 11.53 \text{ KN/m}$$

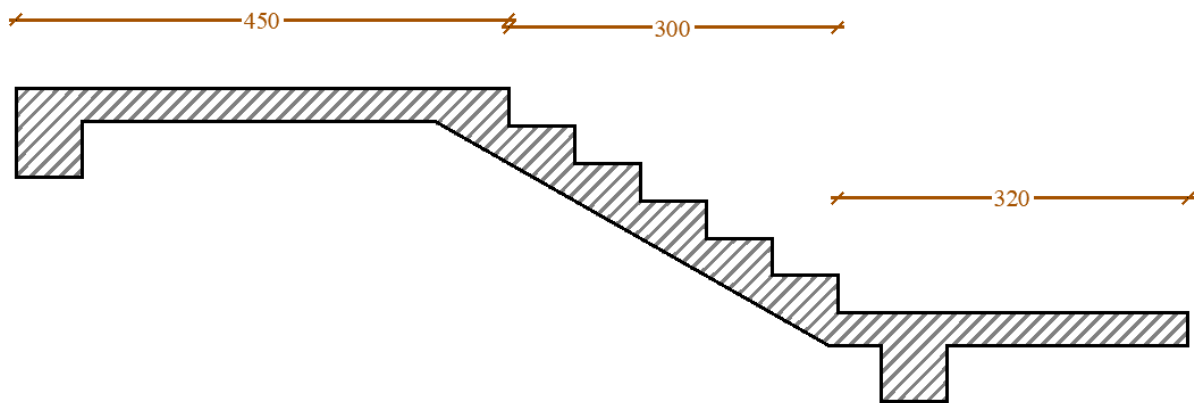


Figure III.15 : Schéma statique d'escalier

III.5.2 Volée :

III.5.2.1 Calcul des sollicitations :

✓ **ELU :**

$$M_{\text{uv}} = \frac{q_{\text{uv}} l^2}{8} = \frac{15.94 \times 3^2}{8} = 17.93 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{uv}} = \frac{q_{\text{uv}} l}{2} = \frac{15.94 \times 3}{2} = 23.91 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$M_{\text{ser v}} = \frac{q_{\text{ser v}} l^2}{8} = \frac{11.53 \times 3^2}{8} = 12.97 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{ser v}} = \frac{q_{\text{ser v}} l}{2} = \frac{11.53 \times 3}{2} = 17.29 \text{ KN/m}$$

Pour :

Une épaisseur $e = 0.15$ m

Une bande de largeur $b = 1$ m

Hauteur utile $d = 0.9 \times e = 0.9 \times 0.15 = 0.135$ m

III.5.2.2 Ferrailage de volée :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_{uv}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.069$$

$0.069 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.089) = 13.01$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_{uv}}{z \delta_s} = \frac{17.93}{13.01 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}; 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$= \max(1.5; 1.63) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s\} = \max(1.63; 3.96) = 3.96 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte : **4T12** $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

$S_{t \min}(3e, 33 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T10** ($A_r = 2.34 \text{ cm}^2$) ; soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.177 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.5.3 Palier :

Le palier sera assimilé à une poutre simplement appuyée en tenant compte après de l'encastrement par des réductions dans la valeur des moments trouvés, ainsi le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

III.5.3.1 Calcul des sollicitations :

✓ **ELU :**

$$M_{up} = \frac{q_{up} l^2}{8} = \frac{10.86 \times 1.45^2}{8} = 2.85 \text{ KN/ml}$$

$$V_{up} = \frac{q_{up} l}{2} = \frac{10.86 \times 1.45}{2} = 7.86 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$M_{ser p} = \frac{q_{ser p} l^2}{8} = \frac{7.77 \times 1.45^2}{8} = 2.04 \text{ kN/ml}$$

$$V_{ser p} = \frac{q_{ser p} l}{2} = \frac{7.77 \times 1.45}{2} = 5.63 \text{ KN/ml}$$

III.5.3.2 Ferrailage du palier :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$\mu = \frac{M_{up}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.011$$

$0.011 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.013) = 13.42$$

$$A_s = \frac{M_{up}}{z \delta_s} = \frac{2.85}{13.42 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 13.5 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$= \max (1.5 ; 1.63) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s\} = \max (1.63 ; 0.61) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte : **3T10** $\Rightarrow A_s = 2.34 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_{t \min} (3e, 33 \text{ cm}) \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.34}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T10 ($A_r = 1.56 \text{ cm}^2$) ; soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.181 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après **BAEL 91**, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{750} = 0.02 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{1 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} = 0.334 \leq 0.0105 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow L = 7.50 \text{ cm} \leq 8 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche :

Selon BAEL91 :

$$\Delta_f = |f_{qv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}|$$

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes, après la mise en place des revêtements.

f_{pi} : est la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

f_{ji} : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquées avant la mise en place des revêtements.

f_{adm} : Cette flèche ne doit pas dépasser.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser \max} l^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser \max} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Schéma de ferrailage :

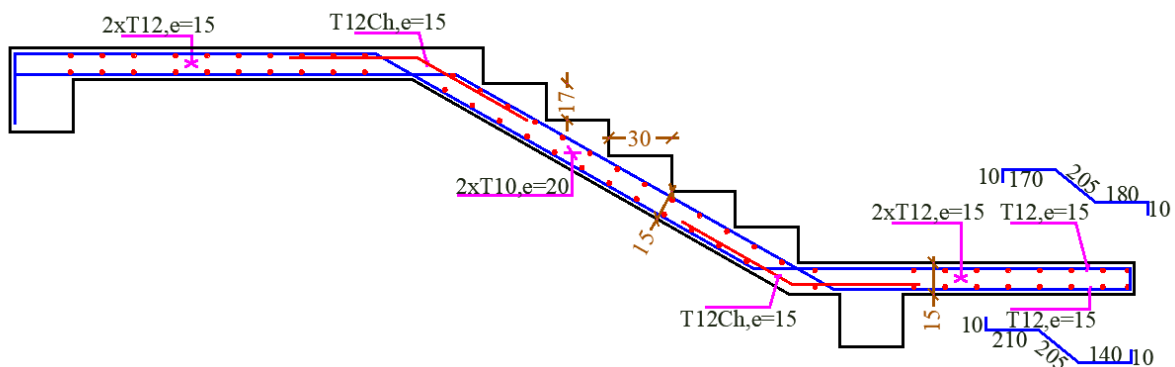


Figure III.16 : Schéma de ferrailage des escaliers

III.6 Etude de la poutre brisé :

III.6.1 Pré dimensionnement de la poutre brisé :

La hauteur est limitée comme suit : On a $L= 430$ cm

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 430/15 \leq h \leq 430/10 \quad 28.66 \leq h \leq 43$$

Donc en prend $h=40$ cm.

- La largeur est limitée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

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

Selon le (RPA99), les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

$$h/b=40/30=1,33 \leq 4 \text{ Donc en prend : } h=40\text{cm} ; b= 30\text{cm.}$$

III.6.2 Evaluation des charges :

-Poids propre de la poutre : $G_p=25 \times 0,30 \times 0,40=3\text{KN/ml}$.

-Poids du mur extérieur : $G_m=2,76 \times h=2,76 \times 1,7=4,77\text{KN/ml}$.

Donc le poids propre total sera :

$$G=G_p + G_m=3+4,77=7,77\text{KN/ml.}$$

-Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{A ELU: } R_u = \frac{q_{eq}l}{2} = \frac{15,94 \times 3}{2} = 23,91 \text{ KN}$$

$$\text{A ELS: } R_s = \frac{q_{eq}l}{2} = \frac{11,53 \times 3}{2} = 17,29 \text{ KN}$$

- Combinaison des charges :

$$\text{À L'E.L.U : } q_u=1,35G + R_u = 1,35 \times 7,77 + 23,91 = 31,68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L'E.L.S : } q_s= G + R_s = 7,7 + 17,29 = 25,06 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31,68 \times 3^2}{8} = 35,64 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{q_s l}{2} = \frac{25,06 \times 3}{2} = 37,59 \text{ KN.m}$$

III.6.3 Calcul de ferrailage :

$$M_{travée}=0,85 \times M_0 = 0,85 \times 35,59 \Rightarrow M_{travée}= 30,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}=0,3 \times M_0 = 0,3 \times 35,59 \Rightarrow M_{appui}= 10,68 \text{ KN.m}$$

ELU :

• En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{10,68 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,019$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_{lu} = 0.392$ A's = 0 (pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.024$$

$$Z_b = dx(1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.024) = 35.65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \delta_{su}} = \frac{10.86 \times 10^3}{35.65 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 36 \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.2; 1.3\} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1.3; 0.88\} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

• En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bxd^2xf_{bc}} = \frac{30.25 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.055$$

$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_{lu} = 0,392$ A's = 0 (pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.071$$

$$Z_b = dx(1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.071) = 34.98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \delta_{su}} = \frac{30.25 \times 10^3}{34.98 \times 348} = 2.48 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 36 \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.2; 1.3\} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1.3; 2.48\} = 2.48 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

- Armatures transversal :

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

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales ($\phi_L = 12 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; \phi_L\right) = 11.42 \text{ mm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Vérification à ELS :

• Vérification de la flèche :

$$\begin{aligned}
 h/l \geq 1/16 & \Rightarrow 40/340 = 0.117 \geq 0.0625 & \text{CV} \\
 h/l \geq M_t / 10M_0 & \Rightarrow 40/340 = 0.117 \geq 30.25/10 \times 35.64 = 0.085 & \text{CV} \\
 A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e & \Rightarrow 3.39 \leq 4.2 \times 30 \times 36 / 400 = 11.34 & \text{CV}
 \end{aligned}$$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

III.6.4 Torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur - -

III.6.4.1 Contrainte tangentielle de torsion :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}; b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion.

Ω : aire du contour à mi- épaisseur des parois.

b_0 : épaisseur réelle de la paroi.

$$a = b = 0,30 \text{ m} \Rightarrow b_0 = \frac{0,30}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0,30 - 0,05)(0,40 - 0,05) \Rightarrow \Omega = 0,0875$$

$$\text{Donc : } \tau_{uT} = \frac{0,0146}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 1,66 \text{ MPA}$$

III.6.4.2 Calcul des armatures de torsion :

• Les armatures longitudinales :

D'après la règle des coutures décrite par (l'article **A.5.3.1** des règles **BAEL91**) on a :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Avec :

$\sum A_l$: est la section de l'armature longitudinale engendrée par la torsion,

et que l'on note A_s^T

U : Le périmètre de l'aire Ω

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0,30 - 0,05) + (0,40 - 0,05)] \times 2$$

$$U = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 1,2 \times 0,0146}{2 \times 400 \times 0,0875} = 2,25 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

• Les armatures transversales :

L'espacement on prend : $St = 15 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 0,15 \times 0,0146}{2 \times 400 \times 0,0875} = 0,36 \text{ cm}^2$$

III.6.5 Schéma de ferrailage :

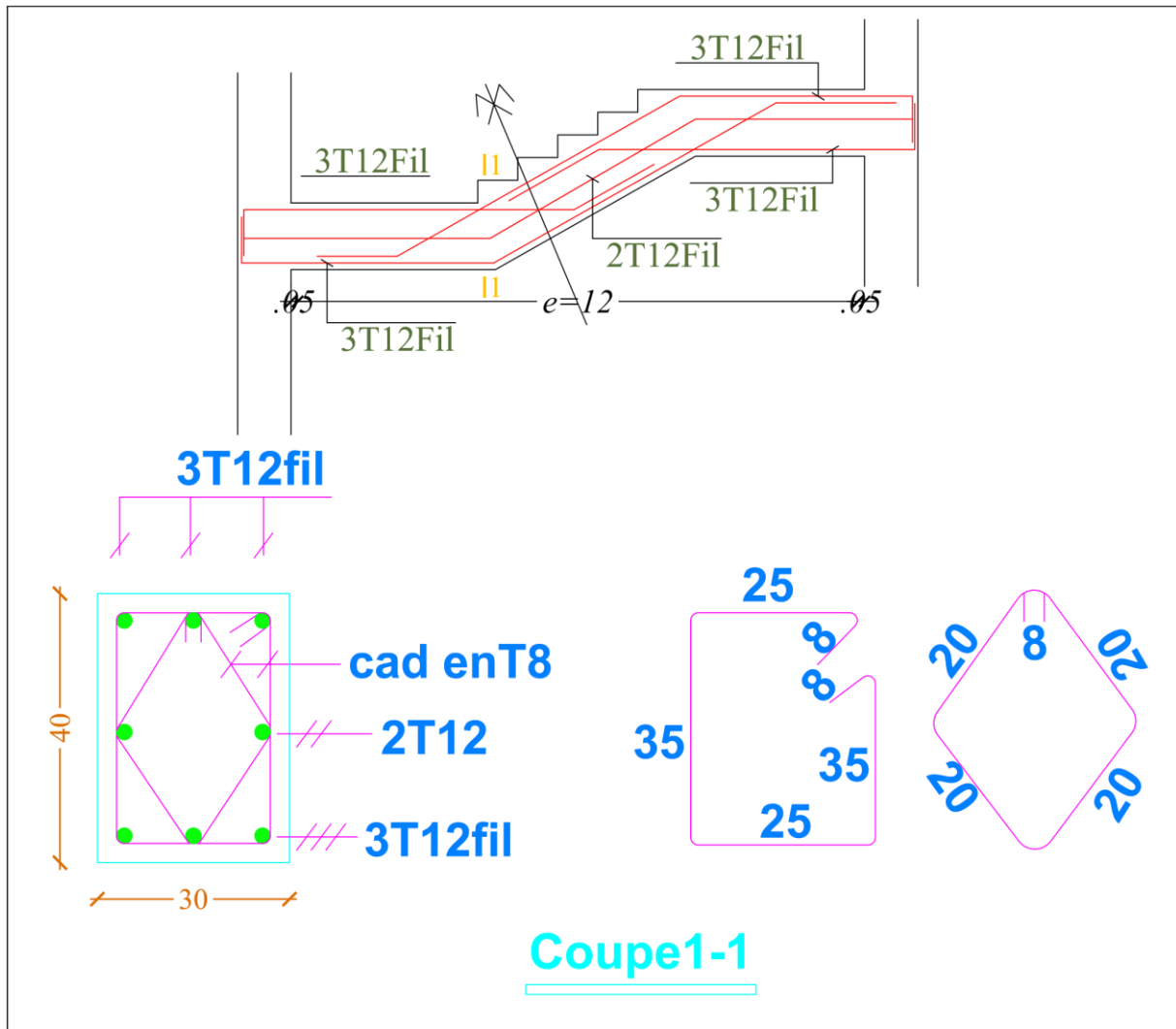


Figure III.16 : Schéma de ferrailage du poutre brisé

CHAPITRE IV:
MODÉLISATION & ETUDE
SISMIIQUE

IV.1 Introduction

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique, on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.2. Etude dynamique :

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses Vibrations Libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe.

C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des régularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis connu sur le nom ETABS.

❖ **Présentation de logiciel ETABS :**

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems.

Version : 9.7

Entreprise productrice : Computers and structures Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basés sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

❖ **Modélisation :**

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

La première étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser (position des nœuds, connectivité des éléments).

La deuxième étape : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments). **La troisième étape :** consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement& etc.) pour la structure à modéliser.

Dans la quatrième étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélisé (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

La cinquième étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

La sixième étape : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

La septièmes et la dernière étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

❖ Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portiques (poutre, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à 2 nœuds ayant 6 degrés de liberté par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » a quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modélisation de la structure étudiée à partir du logiciel ETABS nous a donné la vue en 3D suivante

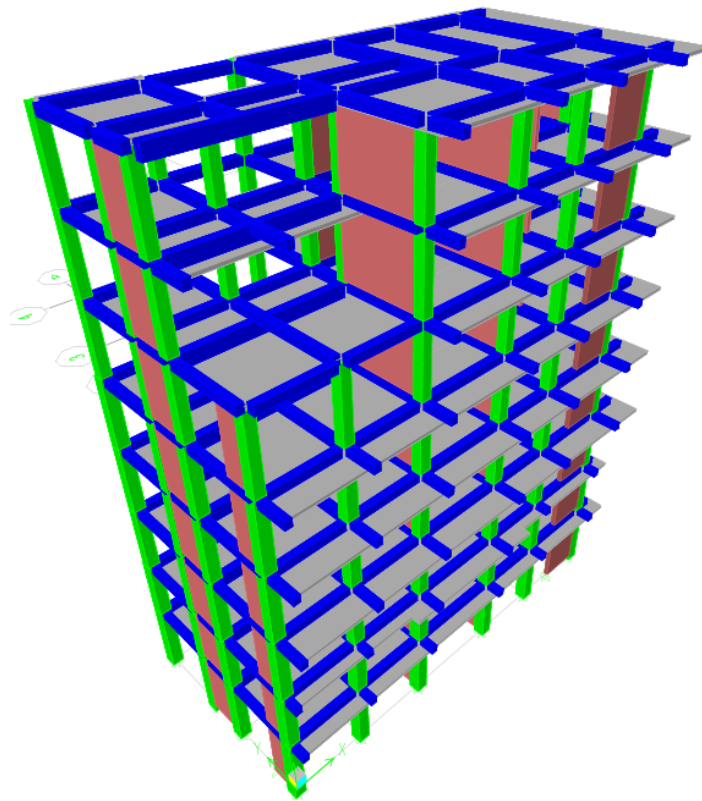


Figure IV-1 : Vue en 3D de la structure.

IV.3. Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3 .1. La méthode d'analyse modale spectrale :

Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.2. La méthode dynamique par accélérogrammes :

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région ou sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique.

Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux spécialisés développés à cet effet.

Conditions d'application :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres

les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

-Tous groupes.

Zone II :

-Groupe d'usage 3.

-Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

-Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Classification des zones sismiques :

Selon les critères de classification par R.P.A.99/V2003 on a :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

➤ **ZONE 0:** sismicité négligeable.

➤ **ZONE I:** sismicité faible.

➤ **ZONE IIa et IIb :** sismicité moyenne.

➤ **ZONE III:** sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : **SETIF** se situe dans une zone de sismicité moyenne « **ZONE IIa** »

IV.4.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation, il sera classé en « **groupe 2** »

IV.4.3. Classification selon leur configuration :

A) Régularité en plan : on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{4,05}{16,10} = 0,251 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{C. N. V.} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{11,15}{14,3} = 0,24 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{C. V} \\ \frac{L_x}{L_y} = \frac{33,2}{14,3} = 0,69 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

B) Régularité en élévation :

$$\text{On a: } \begin{cases} B_m = 12,05\text{m} \\ B = 16,1\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{B_m}{B} = \frac{12,05}{16,1} = 0,74 \geq 0,67 \dots \dots \dots C.V$$

Pour notre projet :

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 nous montre que l'ouvrage présente une régularité en élévation et une irrégularité en plan donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique du notre bâtiment.

IV.5. Méthode dynamique modale spectrale :

Calculer les forces sismiques par la méthode Spectral Modal Dynamics en tant que logiciel de calcul informatique pour l'analyse modale et sismique, ce qui nous donnera les résultats suivants :

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration.
- Les formes modales (les déformés).
- Les valeurs propres.
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales).
- Les moments d'inertie massiques.
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages.
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique.
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est figurée par le spectre de calcul suivant :

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

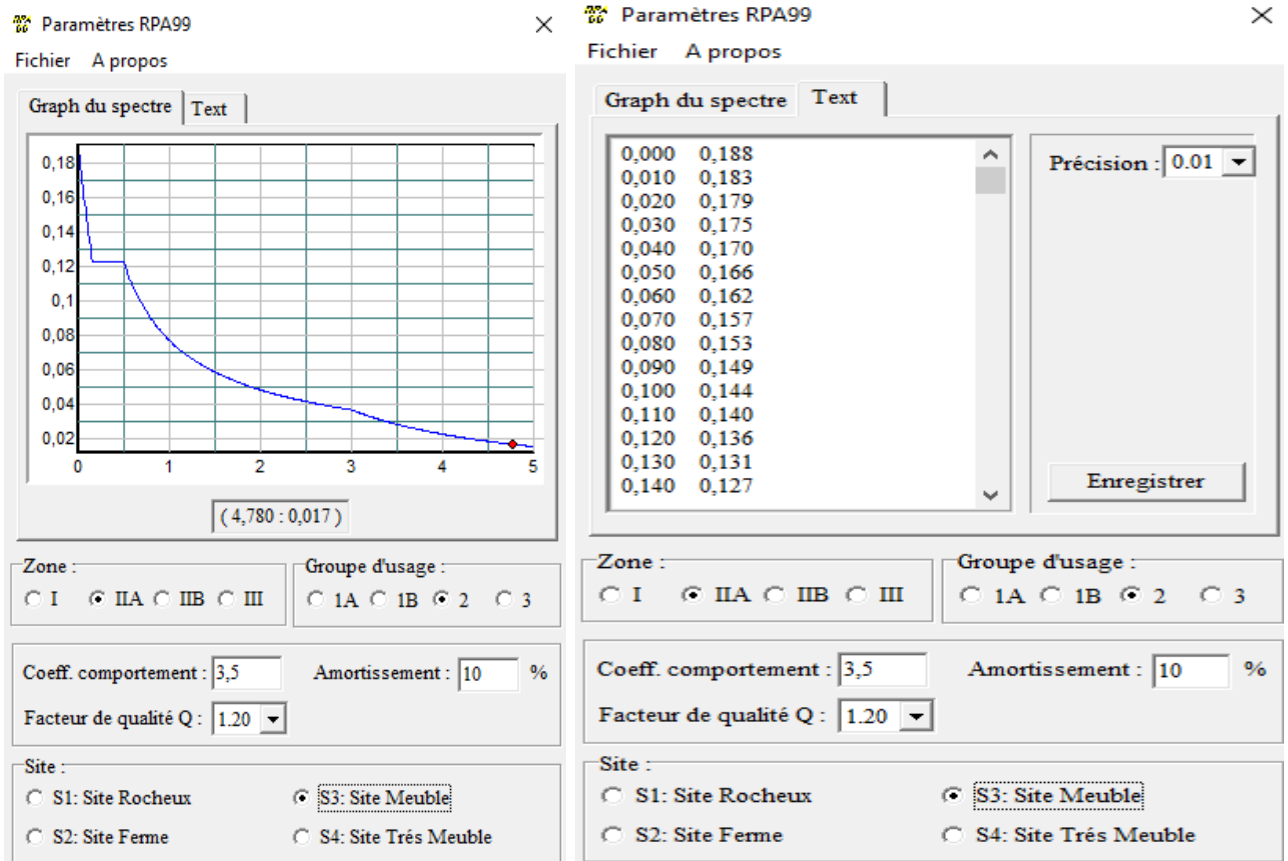


Figure IV.2 : Spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 > 0.7 \quad (\xi = 10\%)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par [2] le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003).

IV.5.2. Choix de disposition des voiles :

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

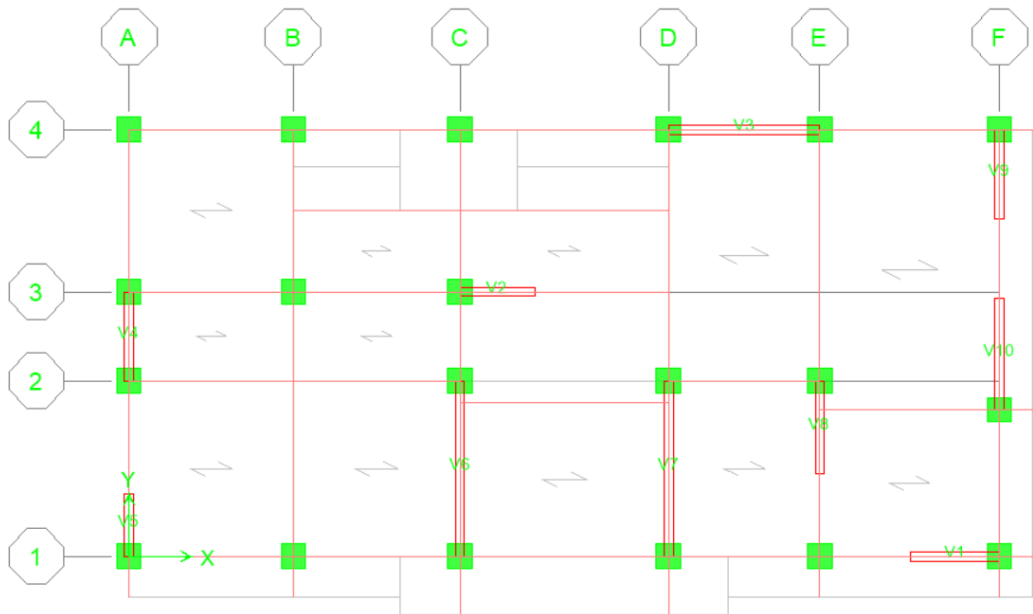


Figure IV-3 : Schéma de disposition des voiles

❖ Forme modale de la structure :

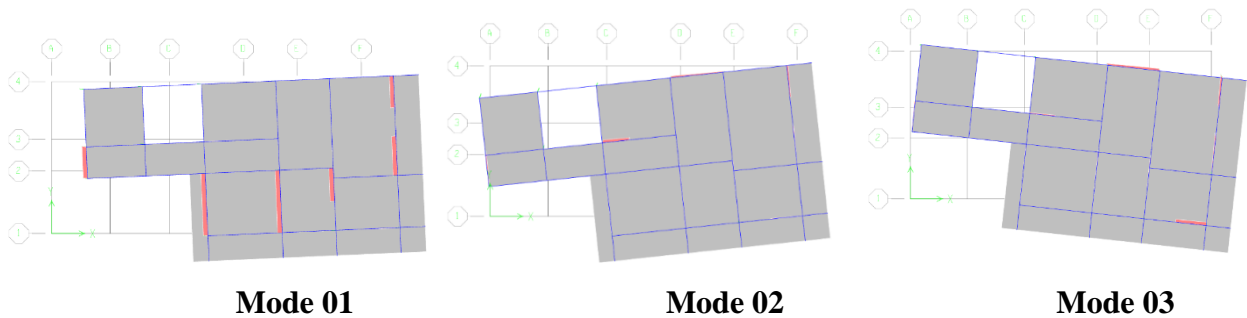


Figure IV.4 : Formes modales de la structure.

IV.5.3. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \text{ Selon le RPA 99/V2003}$$

➤ Détermination des coefficients :

- A : Coefficient d'accélération de zone :

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

D'après la classification sismique de wilaya SETIF (**RPA 99 / V2003**) :

Groupe d'usage = **2**, zone sismique = **IIa**

Tableau IV.1 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<u>0.15</u>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après les deux critères précédents on obtient : **A= 0,15** (tableau de RPA 99 / version 2003).

- *R* : coefficient de comportement global de la structure

Voiles porteurs catégorie 2: $R = 3.5$

- *D* : facteur d'amplification dynamique moyen :

- Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = \mathbf{0.764} > 0.7 \quad (\xi = 10\%)$$

T1, T2 : périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site et données par le tableau.

Tableau IV.2 périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Site meuble: S3 \Rightarrow **T1** = 0, 15 s; **T2** = 0, 50 s

• **T** : Estimation de la période fondamentale

Par la formule empirique : La période fondamentale est déterminée comme étant la plus petite valeur obtenue à partir des formules (4-6et4-7deRPA99version2003).

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur totale de la structure **$h_N = 27.20$ m**

C_T : coefficient donné en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage, donné par **le tableau 4.6 du RPA99**.

On a : un contreventement assuré totalement par des voiles en béton armé.

$C_T = 0,05$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 \times 27.20^{3/4} \Rightarrow T = 0.596s$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \dots \dots \dots \quad 0.5s \leq T = 0.596 \leq 3s \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 * 0.764 \left(\frac{0.5}{0.596} \right)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.699}$$

Q : facteur de qualité

- Condition minimale sur les filles de contreventement
- Redondance en plan
- La régularité en plan
- La régularité en élévation
- Contrôle la qualité des matériaux
- Contrôle la qualité de l'exécution

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum Pq$

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

Sa valeur est donnée au tableau (4.4) **Q = 1,2**

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^6 W_i$$

Avec : $W_I = W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i}$

W_{G_i} : Poids des charges permanentes revenant au plancher « i ».

W_{Q_i} : Poids des charges d'exploitations revenant au plancher « i ».

β : Coefficient de pondération

Donc bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$

➤ Le poids est extrait par logiciel Etabs :

W=23300.200 KN

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.3 Résumé des résultats.

paramètres	A	R	Q	D	W
Valeurs	0.15	3.5	1.2	1.699	23300.200

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,699 \times 1,2 \times 1745.33}{3,5} = 2036.314 \text{ kN}$$

$\Rightarrow V = 2036.314 \text{ kN}$

IV.6. Résultats trouvés par logiciel ETABS :

IV.6.1. Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de rigidité

Story	Diaphragme	Centre de masse		Centre de rigidité	
		XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	9,939	4,522	10,847	6,452
1ETAGE	D2	9,629	4,635	10,873	6,699
2ETAGE	D3	10,141	4,297	11,028	6,565
3ETAGE	D4	10,155	4,246	11,206	6,317
4ETAGE	D5	10,168	4,24	11,379	6,06
5ETAGE	D6	10,463	4,394	11,55	5,838
6ETAGE	D7	10,877	4,687	11,747	5,659
7ETAGE	D8	11,674	4,549	11,947	5,554

IV.7. Vérification les Résultats des deux méthodes :

IV.7.1. Vérification de la période :

Tableau IV.5 : valeur des périodes trouvée par logiciel Etabs

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,76446	69,6062	0,0004	69,6062	0,0004
2	0,53962	0,5829	38,4716	70,1891	38,472
3	0,49318	0,7118	30,3023	70,9008	68,7743
4	0,21158	15,2267	0,0266	86,1276	68,8009
5	0,14136	1,1587	3,7565	87,2862	72,5574
6	0,12657	0,1067	14,9649	87,3929	87,5223
7	0,09764	6,0911	0,0223	93,484	87,5445
8	0,06435	0,8002	0,8266	94,2842	88,3711
9	0,05793	2,7554	0,564	97,0397	88,9351

D'après l'article 4.2.4 de RPA99 / V2003, les valeurs de la période T calculées à partir de méthode Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a :

Tableau VI .6 Vérification de la période

T_{empirique}	1.3T_{empirique}	T_{numérique}	Observation
0.596	0.774	0.764	CV

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau VI.7 L'effort tranchant à la base

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	1	U1	167,12	-0,41
EX	2	U1	1,77	14,41
EX	3	U1	2,28	-14,86
EX	4	U1	48,72	-2,04
EX	5	U1	3,78	6,8
EX	6	U1	0,36	-4,24
EX	7	U1	21,65	-1,31
EX	8	U1	3,02	3,07
EX	9	U1	10,53	-4,76
EX	All	All	177,38	13,13
EY	1	U2	-0,41	0
EY	2	U2	14,41	117,06
EY	3	U2	-14,86	96,96
EY	4	U2	-2,04	0,09
EY	5	U2	6,8	12,24
EY	6	U2	-4,24	50,25
EY	7	U2	-1,31	0,08
EY	8	U2	3,07	3,12
EY	9	U2	-4,76	2,16
EY	All	All	13,13	206,93

D'après l'article 4.3.6 de RPA99/ V2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale données par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \geq 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8 \frac{V}{V_T}$.

On a :

- L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :

$V = 152.502 \text{ KN}$

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

- L'effort tranchant obtenu par l'ETABS est :

$$V_{tx} = 1773.8 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2069.3 \text{ KN}$$

$$0.8V = 0,8 \times 2036.314 = \mathbf{1629.051 \text{ KN}}$$

Tableau VI .8 : Résultat de vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_t	$0.8V$	$V_T \geq 0.8V$
X	1773.8	1629.051	Vérifier
Y	2069.3	1629.051	Vérifier

IV.7.3. Vérification des déplacements:

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 3,5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

➤ Sens X :

TableauIV.9 Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens X)

Story	Diaphragm	Load	$UX=\delta_{ek}$	R	$\delta_k \text{ (m)}=UX \cdot R$	$\Delta_k \text{ (m)}$	h	1%h	Observation
7ETAGE	D8	EX	0,0222	3,5	0,0777	0,0098	3,4	0,034	CV
6ETAGE	D7	EX	0,0194	3,5	0,0679	0,01015	3,4	0,034	CV
5ETAGE	D6	EX	0,0165	3,5	0,05775	0,01155	3,4	0,034	CV
4ETAGE	D5	EX	0,0132	3,5	0,0462	0,0119	3,4	0,034	CV
3ETAGE	D4	EX	0,0098	3,5	0,0343	0,0119	3,4	0,034	CV
2ETAGE	D3	EX	0,0064	3,5	0,0224	0,0105	3,4	0,034	CV
1ETAGE	D2	EX	0,0034	3,5	0,0119	0,0077	3,06	0,0306	CV
RDC	D1	EX	0,0012	3,5	0,0042	0,0042	3,74	0,0374	CV

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

➤ SensY :

Tableau IV.10 Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y)

Story	Diaphragm	Load	UY=δek	R	δk (m)=UY*R	Δk (m)	h	1%h	Observation
7ETAGE	D8	EY	0,0126	3,5	0,0441	0,00525	3,4	0,034	CV
6ETAGE	D7	EY	0,0111	3,5	0,03885	0,0063	3,4	0,034	CV
5ETAGE	D6	EY	0,0093	3,5	0,03255	0,007	3,4	0,034	CV
4ETAGE	D5	EY	0,0073	3,5	0,02555	0,00735	3,4	0,034	CV
3ETAGE	D4	EY	0,0052	3,5	0,0182	0,00665	3,4	0,034	CV
2ETAGE	D3	EY	0,0033	3,5	0,01155	0,0056	3,4	0,034	CV
1ETAGE	D2	EY	0,0017	3,5	0,00595	0,00385	3,06	0,0306	CV
RDC	D1	EY	0,0006	3,5	0,0021	0,0021	3,74	0,0374	CV

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens, donc les déplacements sont vérifiés.

IV.7.4. Justification vis-à-vis de l'effet (Δ – P) :

D'après l'article 5.9 de RPA99/ V 2003, les effets de 2eme ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1 \quad \text{Avec :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i}) \beta = 0.2$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K

- H_k : hauteur de l'étage K

CHAPITRE IV: MODÉLISATION & ETUDE SISMIQUE

➤ Sens (X) :

Tableau IV.11 Vérification à l'effet P-Δ sens (x-x).

Niveau	PK(KN)	ΔK(m)	VK	HK	θ	Observation
7ETAGE	236,83	0,0098	36,86	3,4	0,01852	CV
6ETAGE	513,24	0,01015	72,82	3,4	0,02104	CV
5ETAGE	806,27	0,01155	102,07	3,4	0,02683	CV
4ETAGE	1113,53	0,0119	126,64	3,4	0,03078	CV
3ETAGE	1420,79	0,0119	146,65	3,4	0,03391	CV
2ETAGE	1728,76	0,0105	161,85	3,4	0,03299	CV
1ETAGE	2016,66	0,0077	171,61	3,06	0,02957	CV
RDC	2330,02	0,0042	177,38	3,74	0,01475	CV

➤ Sens (Y) :

Tableau IV.12 Vérification à l'effet P-Δ sens (y-y).

Niveau	PK(KN)	ΔK(m)	VK	HK	θ	Observation
7ETAGE	236,83	0,00525	42,33	3,4	0,0086	CV
6ETAGE	513,24	0,0063	87,4	3,4	0,0109	CV
5ETAGE	806,27	0,007	122,85	3,4	0,0135	CV
4ETAGE	1113,53	0,00735	151,38	3,4	0,0159	CV
3ETAGE	1420,79	0,00665	174,46	3,4	0,0159	CV
2ETAGE	1728,76	0,0056	192,05	3,4	0,0148	CV
1ETAGE	2016,66	0,00385	202,26	3,06	0,0125	CV
RDC	2330,02	0,0021	206,93	3,74	0,0063	CV

Toutes les valeurs de θ sont inférieures à 0,1 dans les deux sens, donc la condition de l'effet P-Δ est Vérifiée.

IV.7.5 Stabilité au renversement :

Pour que notre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

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** : Force sismique de niveau

IV.7.6. Vérification spécifique des poteaux :

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA99/ V 2003, Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

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

B_c : section brute de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{1158.5}{0.55 \times 0.55 \times 25000} = 0.153 \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau IV.13 Vérification de l'effort normal réduit.

Étage	Poteau	Bc (m ²)	Nd (kN)	v	v ≤ 0,3
RDC/1 ^{er} étage	55x55	0.3025	1158.5	0.153	Vérifié
2 ^{ème} /3 ^{ème} /4 ^{ème} étage	55x45	0.2475	955.5	0.154	Vérifié
5 ^{ème} /6 ^{ème} /7 ^{ème} étage	45x45	0.2025	389.4	0.077	Vérifié

IV.8 Conclusion:

Après toutes ces vérifications (vérification de la période, l'effort tranchant à la base, les deux déplacements, le moment de renversement, l'effet P-Δ et la vérification spécifique), on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

CHAPITRE V:
CALCUL DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments principaux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

V.2. Combinaison des charges:

- Selon **BAEL 91** : Situation durable

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

ELS: $G + Q$

- Selon **RPA 99** Situation accidentelle

$G + Q + E$

$0,8G + E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

V.3. Caractéristique des matériaux:

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques principales des deux matériaux (béton, acier) en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants.

Tableau 5.1: caractéristique des matériaux.

Matériaux Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
Durable	1.5	25	14.2	1.5	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.4. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

Pour le ferrailage des poutres on distingue deux zones : zone en travée et zone en appuis.

- **La zone en travée**, où les moments fléchissant sont maximaux en milieu de portée ;
- **La zone aux appuis**, où l'on rencontre les moments négatifs et les efforts tranchants les plus importants.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.4.1 Les recommandation du RPA99 (v2003) (art 7.5.2.1)

➤ Armature longitudinale

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

La longueur minimale de recouvrement est de

- $40\varnothing$ en zone I et II.

➤ Armature transversale

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S \leq \left(\frac{h}{4} ; 12 \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre

Utilisé, Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de

L'appui ou de l'encastrement.

V.4.2 Les recommandation du BAEL

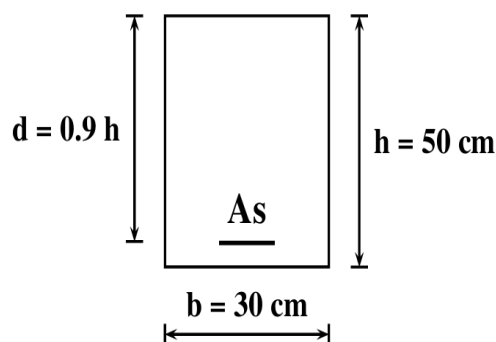
La section minimale des aciers longitudinal est de

$$A_s \min = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

V.4.3 Exemple de calcul :

❖ Poutre principale (30*50)

$b=30$ cm; $h=50$ cm; $d=0.45$ cm; $d'=0.05$ cm



FigureV.1 : poutre principale

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.2 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales

Combinaisons		Mappui (KN.m)	Mtravée (KN.m)	V (KN)
ELU		-100,03	69,56	124,2
ELS		-71,3	49,66	/
ELA	G + Q ± E	-245,71	/	279,3
	0,8G ± E	-242,68	/	273,6

V.4.3.1 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30x50) cm².

☞ **ELU**

En travée:

$$M_u = 69.56 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 11.17 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lim} = 0.3916$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.45)^2 \times 11.17} = 0.0808$$

$$\mu = 0.0808 < \mu_{lim} = 0.3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0808 < 0.1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0.1857 > 0.1042$$

⇒ pivot A

$\alpha \in \left[0, \frac{1}{6}\right]$ est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.142$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = 0.085$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.085 \times 0.3 \times 0.45 \times 14.17}{347.83} = 4.69 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_u = 100.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{lim} = 0.3916$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.45)^2 \times 11.17} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_{lim} = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.116 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0.116 < 0.1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0.9366 \sqrt{1 - 2\mu} = 0.17945$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0.1248$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.1248 \times 0.3 \times 0.45 \times 14,17}{347.83} = 6.859 \text{ cm}^2$$

☞ **ELA**

La nappe supérieure de l'appui :(G+Q+E)

$$M_u = 245.71 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18.478 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lim} = 0.3795$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{245.71 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,45) \times 18,478} = 0,2188$$

$$\mu = 0.2188 < \mu_{lim} = 0,3795 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,2188 < 0,1859 \text{ non}$$

⇒ pivot B

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,2188)}) = 0,3127$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,3127 = 0,2502$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,2502 \times 0,3 \times 0,45 \times 18,478}{400} = 15,6022 \text{ cm}^2$$

La nappe inférieure de l'appui (0,8G + E)

$$M_u = 98.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98.39 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,45)^2 \times 18,478} = 0,087$$

$$\mu = 0.087 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.087 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0.087 < 0,1042$$

⇒ pivot A

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$\alpha \in \left[0, \frac{1}{6}\right]$ est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.149$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = 0.093$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 5.78 \text{ cm}^2$$

V.4.3.2 Vérifications nécessaires:

a) Condition de non-fragilité :(d'après le BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \max\left\{\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{ft28}{fe}\right\}$$

$$A_{smin} = \max\left\{\frac{30 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1,35 ; 1,63\} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ Travée}} = 4.69 \geq A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 15.60 \geq A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 5.78 \geq A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte

$$A_{s \text{ travée}} = 3T16 \text{ fil}(6.03) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 3T16 \text{ fil}+(3T16 \text{ ch}+3T14 \text{ cha})(16,68) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 3T16 \text{ fil} (6,03) \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

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

$$A_{s \text{ min (RPA)}} = 0,005 \times b \times h = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 6.03 \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003)

En travée :

* En zone courante

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,04 \times b \times h = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 6.03 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

* En zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,06 \times b \times h = 90$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$A_{s \max (RPA)} = 6.03 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

Sur appui:

* **Zone courante**

$$A_{s \max (RPA)} = 0,04 \times b \times h = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 16.68 < A_{s \max (RPA)} = 60 \text{ cm}^2$$

* En zone de recouvrement

$$A_{s \text{ appui}} = 16.68 < A_{s \max (RPA)} = 90 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement

$$L_{\text{recouvrement}} = 40 \phi_l$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \\ L_2 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

V.4.3.3 Vérification A ELS

Vérification des contraintes à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- * Comme la fissuration est 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.

Si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

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

$$\delta = \frac{69.56}{49.66} = 1,40$$

$$\alpha = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha_u = 0,13 \leq \alpha = 0,45 \text{ CV.}$$

V.4.3.4 Vérification la contrainte

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau u \leq \bar{\tau} u$$

$$\tau u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{279.3 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 2.07 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}.$$

Donc $\tau_u = 2,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

V.4.3.5 Vérification de la flèche

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si la condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{575} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{50}{575} = 0,086 \geq \frac{75,69}{10M_0} \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 9,24 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 45}{400} = 14,18 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

a. Ferrailage transversale

Diamètre minimal des armatures transversales φ_t d'après (BAEL 91) est

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(16 \text{ mm}, \frac{500}{35}, \frac{300}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(16 \text{ mm}, 14,28 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq 14,28 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$.

• L'espacement

D'après (Art A.5.1.2.2) [2]

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right)$

$$S_t \leq \min(12,5; 19,2)$$

Donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

Longueur de la zone nodale : $L \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$

• La section minimale des aciers transversaux

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

En zone nodale : $A_t \geq 0,003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$

En dehors de la zone nodale : $A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1,8 \text{ cm}^2$

On prend : $A_t = 4T8$ avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans les deux zones.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.4.4 Ferrailage de poutre secondaire :(30x40)

Les sollicitations sont directement obtenues à partir du logiciel, donc nous avons :

$b=30$ cm; $h=40$ cm; $d=0.36$ cm; $d'=0.04$ cm

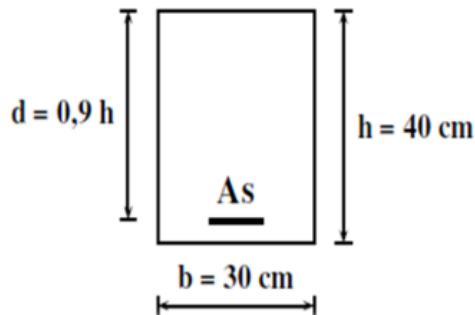


Figure V.3 : poutre secondaire

Tableau V. 3 : Récapitulatif des sollicitations pour la poutre secondaire

Combinaisons		Mappui (KN.m)	Mtravée (KN.m)	V (KN)
ELU		-69.63	48.65	107.1
ELS		-49.82	34.94	/
ELA	G + Q ± E	-113.69	/	159.99
	0,8G ± E	-39.19	/	9.93

V.4.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30x40) cm².

☞ **ELU**

En travée:

$$M_u = 48.65 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 11.17 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lim} = 0.3916$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 11.17} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_{lim} = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.088 < 0,1859$$

⇒ pivot A

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\mu = 0.088 < 0,1042$$

⇒ pivot A

$\alpha \in \left[0, \frac{1}{6}\right]$ est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0.140$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = 0.083$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 3.63 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_u = 69.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{lim} = 0.3916$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 11.17} = 0.126$$

$$\mu = 0.126 < \mu_{lim} = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.126 < 0,1859 \text{ oui}$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0.126 < 0.1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2\mu} = 0.190$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0.136$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.136 \times 0.3 \times 0.36 \times 14.17}{347.83} = 6.002 \text{ cm}^2$$

☞ **ELA**

La nappe supérieure de l'appui :(G+Q+E)

$$M_u = 113.69 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18.478 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lim} = 0.3795$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{113.69 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36) \times 18.478} = 0.1583$$

$$\mu = 0.1583 < \mu_{lim} = 0,3795 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.1583 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0.9366\sqrt{1 - 2\mu} = 0.226$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\beta = \frac{16\alpha-1}{15} = 0.174$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.105 \times 0.3 \times 0.36 \times 14,17}{347.83} = 8.86 \text{ cm}^2$$

La nappe inférieure de l'appui (0,8G + E)

$$M_u = 39.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 18.478} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.054 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0.054 < 0.1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0.9366 \sqrt{1 - 2\mu} = 0.347$$

$$\beta = \frac{16\alpha-1}{15} = 0.105$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.105 \times 0.3 \times 0.36 \times 14,17}{347.83} = 5.23 \text{ cm}^2$$

V.4.4.2 Vérifications nécessaires:

b) Condition de non-fragilité :(d'après le BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max\{1,2 ; 1,63\} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ Trave}} = 3.63 \geq A_{smin} = 1.3 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 8.68 \geq A_{smin} = 1.3 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 5.23 \geq A_{smin} = 1.3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte

$$A_{s \text{ travée}} = 3T16 (6.03) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 3T16 \text{ fill} + 2T14 \text{ cha} (9.11) \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 3T16 (6.03) \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

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

$$A_{s \text{ min (RPA)}} = 0,005 \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$A_{s \text{ travée}} = 6.03 \geq 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003)

En travée:

* **En zone courante**

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,04 \times b \times h = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 6.03 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$$

* **En zone de recouvrement**

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,06 \times b \times h = 72$$

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 6.03 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

* **Zone courante**

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,04 \times b \times h = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 9.11 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 72 \text{ cm}^2$$

* **En zone de recouvrement**

$$A_{s \text{ appui}} = 9.11 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement

$$L_{\text{recouvrement}} = 40 \phi_l$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \\ L_2 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification A ELS**

V.4.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- * Comme la fissuration est 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.

Si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

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

$$\delta = \frac{48.65}{34.94} = 1.39$$

$$\alpha = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha_u = 0.08 \leq \alpha = 0.44 \text{ CV.}$$

V.4.4.4 Vérification la contrainte

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau u \leq \bar{\tau} u$$

$$\tau u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{159,99 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,48 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} u \leq \min \left\{ \frac{0,20 * 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau u = 1,48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

V.4.4.5 Vérification de la flèche

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si la condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{48,65}{10M_0} \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 4,62 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 36}{400} = 11,34 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

b. Ferrailage transversale

Diamètre minimal des armatures transversales φ_t d'après (BAEL 91) est

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(12 \text{ mm}, \frac{400}{35}, \frac{300}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(12 \text{ mm}, 11,42 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq 14,22 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

• L'espace

D'après (Art A.5.1.2.2) [2]

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

- En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right)$

$$S_t \leq \min(10; 14,4)$$

Donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Donc on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale : $L \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- **La section minimale des aciers transversaux**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8$ avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans les deux zones.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.4.4.6 Schéma de ferrailage

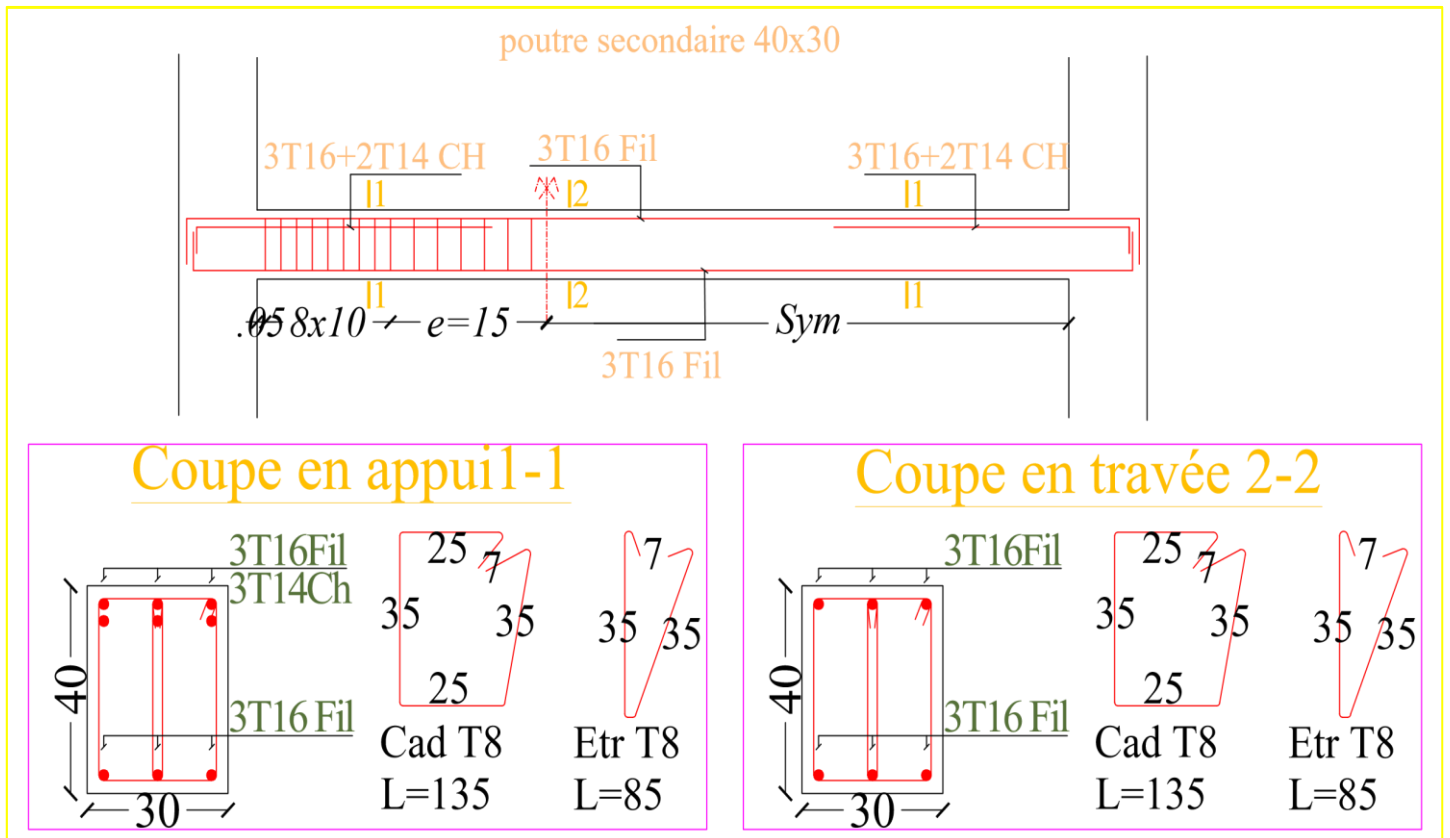


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 40x30

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.5. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- $M_{\max}, N_{\text{corr}}$

2- $N_{\max}, M_{\text{corr}}$

3- $N_{\min}, M_{\text{corr}}$

V.5.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- le pourcentage minimal sera de $\Rightarrow 0,8\%$ en zone IIa.

- Les pourcentages maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimal est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ (en zone IIa)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V.4 : section d'armature maximale et minimale exige par le RPA99/version2003

Poteau	Zone	Ferrailage min (cm ²)	Ferrailage max (cm ²)
55x55	Courant	$0,008 \times 55 \times 55 = 24.2$	$0,04 \times 55 \times 55 = 121$
	De recouvrement		$0,06 \times 55 \times 55 = 49$
55x45	Courant	$0,008 \times 55 \times 45 = 19,8$	$0,04 \times 55 \times 45 = 99$
	De recouvrement		$0,06 \times 55 \times 45 = 148.5$
45x45	Courant	$0,008 \times 45 \times 45 = 16.2$	$0,04 \times 45 \times 45 = 81$
	De recouvrement		$0,06 \times 45 \times 45 = 121.5$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

b) Armatures transversales A_t :

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

-En zone nodale $\Rightarrow S_t = \text{Min}(10 \varnothing l, 15\text{cm})$ en zone IIa

-En zone courante $\Rightarrow S_t = 15 \varnothing l$ en zone IIa

Avec :

$\varnothing l$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/b \times s_t$) en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau: $\lambda_g = (L_f/a$ ou $L_f/b)$

- avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- L_f longueur de flambement du poteau.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 t minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.5.2. Les sollicitations obtenir par logiciel ETABS :

Tableau V.5 : La sollicitation obtenir par logiciel ETABS sur le poteau (50x50).

	N	Bar re	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	T (KN)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
ELU	1	12	1384.1	4.29	/	/	/	/	3.9	1007.6	3.06
	2	6	/	/	747	23.91	/	/	3.9	549.1	17.23
	3	20	/	/	/	/	39.09	1051.2	33.3	765.8	27.8
G+Q+E	1	4	1377.2	81.92	/	/	/	/	1.75	813.4	8.17
	2	4	/	/	190.6	81.92	/	/	1.5	670.9	5.65
	3	20	/	/	/	/	118.74	1171.4	68.2	691.1	6.55
0.8G+E	1	4	1117.9	82.61	/	/	/	/	1.74	1007.6	3.06
	2	4	/	/	4.5	129.35	/	/	75.6	813.4	1.87
	3	4	/	/	/	/	129.35	4.5	75.6	691.1	6.55

V.5.3 Armatures longitudinales

Exemple de calcule d'un poteau ELA (G + Q ± E) :

On va présenter un exemple de calcule de ferrailage détaillé pour le poteau la plus sollicité, et les résultats de ferrailage des autres poteaux, seront exposé dans le **tableau5.8**.

Pour exemple de calcule en pendre le poteau de RDC de caractéristique suivant :

Les données de base:

$$M_{max} = 1187.4 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 1171.4 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 691.1 \text{ KN}$$

$$M_G = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 68.2 \text{ KN}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 49.5 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$L(H) = 3.06 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e_t = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

- * e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\{1,224; 2\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = \mathbf{0.02 \text{ m}}$$

- * e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0.1187}{1.1714} + 0,02 = \mathbf{12.14 \text{ cm}}$$

$$e_1 = \mathbf{0.1214 \text{ m}}$$

- * e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

- * L : hauteur du poteau égal (3,06 m).

- * Lf : Longueur de flambement du poteau.

$$Lf = 0,7L = 0,7 \times 3,06 = \mathbf{2,142 \text{ m}}$$

- * α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{5.07}{6.55} = \mathbf{0.774}$$

- * ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,55} (2 + 0,774 \times 2) = \mathbf{0.89 \text{ cm}}$$

$$e_2 = \mathbf{0.009 \text{ m}}$$

$$e_t = 0,1214 + 0,009 = \mathbf{0,13 \text{ m}}$$

$$e_t = \mathbf{0.13 \text{ m}}$$

Classification de la section:

➤ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1.1714}{0,55 \times 0,55 \times 18,48} = \mathbf{0,209} \leq 0,81 \text{ et } \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Donc on détermine l'excentricité critique relative ξ

➤ **Excentricité critique e_{NC} :**

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,209}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,209})} = \mathbf{0,16}$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,55 = \mathbf{0,088 \text{ m} = 8.79 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow e_t = \mathbf{0,13} > e_{NC} = \mathbf{0,088}$$

La section est donc partiellement comprimée et ELU non atteint (**S.P.C**), et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint.

On calcul la section d'armature en flexion simples A_s fictif sous l'effet du moment M_u fictif puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

Calcul de la section d'armature :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}}$$

* Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,55 = \mathbf{0,495 \text{ m}}$

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2}\right) ; M_u = N_u \times e$$

$$M_{uf} = 1171.4 \times (0,13 + 0,495 - 0,275) = \mathbf{409,99 \text{ KN.m}}$$

* **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{409.99 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495^2 \times 18,48} = \mathbf{0,165}$$

$$\mu = 0,1646 < \mu_{limite} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0 \dots \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu = 0,1646 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,165} = \mathbf{0,233}$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,233 - 1}{15} = \mathbf{0,182}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,182 \times 0,55 \times 0,495 \times 18,48}{400} = \mathbf{0,002287 \text{ m}^2}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \mathbf{22.87 \text{ cm}^2}$$

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,002287 - \frac{1171.4 \times 10^{-3}}{400} = -0,000642 \text{ m}^2 = \mathbf{-6.42 \text{ cm}^2}$$

Selon le code de construction algérien CBA93, il arrive que la quantité d'armature requise (A_s) soit négative. Dans ce cas, on adopte une section d'armature minimale imposée par la règle du millièème ainsi que par la règle de non-fragilité.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Cependant, dans la plupart des cas, c'est la section minimale d'armature prescrite par le (RPA 99/2003) qui est retenue, car elle impose une surface d'armature généralement plus grande que celle du CBA93. Cette approche garantit une meilleure sécurité face aux sollicitations sismiques.

V.5.4. Calcul des armatures transversales :

♦ Diamètre :

Il faut vérifier que:

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{L \min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \text{ cm}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{L \min}; \frac{550}{35}; \frac{550}{10} \text{ mm}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12 \text{ mm}; 15.71 \text{ mm}; 55 \text{ mm})$$

On prend: $\phi_t = 12 \text{ mm}$

♦ Espacement:

D'après (ArtA.5.1.2.2) [2]

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

D'après (Art7.5.2.2) [1]

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 2; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi_L = 15 \times 2 = 30 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- La hauteur de la zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306 - 40}{6} = 44.33; 55; 55; 60\right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

On prend $h' = 100 \text{ cm}$ en haut et en bas des poteaux.

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}, \text{ on prend } L_{\text{recouvrement}} = 80 \text{ cm}$$

♦ Section:

On calcul à présent la section d'armature transversale:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,55} = 3,89 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} t = \frac{3,75 \times 68.20 \times 10^{-3}}{0,55 \times 400} \times 0,15 = 1.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.74 \text{ cm}^2$$

Pour ce qui est la section minimale :

$$A_t = \frac{0,3\%tb_1 + 0,8\%tb_1}{2}$$

Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prendre l'espacement donnant la quantité d'armatures maximale :

$$A_t = \frac{(0,003 + 0,008) \times 15 \times 55}{2} = 4,54 \text{ cm}^2$$

➤ On adopte: $A_t=4T10(3,14\text{cm}^2)$

V.5.5. Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

➤ **D'après le CBA (Article A.4.2) :**

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$
$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,495 \times 2,1}{400} = 3,29 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures longitudinales selon RPA :

$$A_{\min} = 0,8\%bh = 0,008 \times 55 \times 55 = 24.20 \text{ cm}^2$$

N.B :

Puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

On adopte : $A = 8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{68.2 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,251 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4,35 ; 5) = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,251 \leq \bar{\tau}_u = 4,35 \dots \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

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

Vérification à l'ELS:

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

Vérifications des contraintes de compression dans le béton :

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

Avec:

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

- * y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS.

On résout l'équation du troisième degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{h}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,55}{2} - \frac{6,55}{691,1} = 0,266 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$p = -3(0,266)^2 + 90(24,13 \times 10^{-4}) \frac{0,495 - 0,266}{0,55} = -0,104 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2(0,266)^3 - 90(24,13 \times 10^{-4}) \frac{(0,495 - 0,266)^2}{0,55} = -0,0621 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,104z - 0,0621 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -0,0621^2 + \frac{4(-0,104)^3}{27} = 0,00369 > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{0,00369} + 0,0621) = 0,0615$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,0615} = 0,395$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,395 - \frac{-0,104}{3 \times 0,395} = 0,482$$

$$y_{ser} = z + c = 0,482 + 0,266 = 0,748 \text{ m}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{0,55 \times 0,748^3}{3} + 15 \times 24,13 \times 10^{-4} (0,495 - 0,748)^2 = 0,079 \text{ m}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,482 \times 691,1 \times 10^{-3}}{0,079} \times (0,495 - 0,079) = 3,138 \text{ MPa}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$\sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ (Fissuration peu préjudiciable)

avec:

$$\sigma_{st} = 15 \frac{z \times N_{ser}}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,482 \times 961,1 \times 10^{-3}}{0,079} \times (0,495 - 0,748) = \mathbf{15,919 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 15,919 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées à l'ELS, donc les armatures calculées à l'ELA sont acceptables.

Vérification de flambement :

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \rightarrow \lambda \leq 50$$

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans non calcul de risque de flambement, dans le cas contraire il ya lieu de tenir compte de risque de flambement dans les calcul de la flexion composée des poteaux :

$$\lambda = L_f / i$$

$$I = bh^3 / 12$$

$$i = \sqrt{I} / B$$

Tableau V.6 : Vérification du flambement.

Niveau	section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	13,57	CV
2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×45	16,89	CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	18,44	CV

Tableau V.7 : Vérification de la stabilité de forme.

Niveau	L_f (m)	L_f/h	$L_f/h \leq 15$
RDC et 1 ^{er} étage	3,42	6,21	CV
2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2,38	5,28	CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	2,14	4,75	CV

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.8 : Résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.

Section	As calculé (cm ²)	As min (RPA) (cm ²)	As (adopté) (cm ²)	Choix du barre
55×55	8	24.20	25.13	8T20
55×45	7,2	19.80	20.61	4T20+4T16
45×45	6,4	16.2	16,08	8T16

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.5.6. Schéma de ferrailage de poteaux :

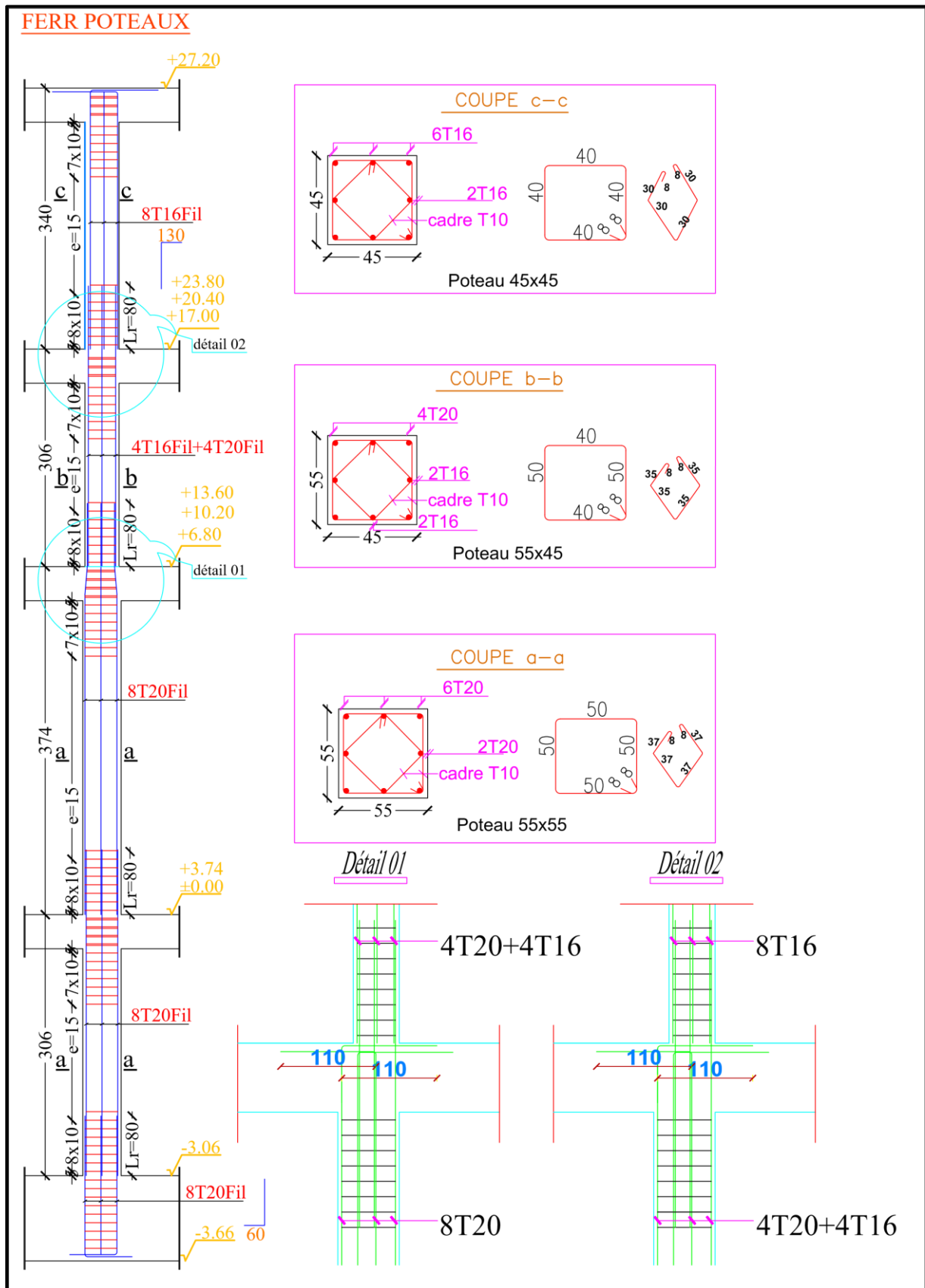


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.6. Ferrailage des voiles :

Le RPA.99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). Généralement les voiles sont soumis à des charges verticales (charges et surcharges) et à des charges horizontales (séismes), Chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferrailés selon les prescriptions de l'RPA99, leur ferrailage est composé de : - Armatures verticales. - Armatures horizontales. - Armatures transversales.

V.6.1. Recommandation du règlement RPA99 :

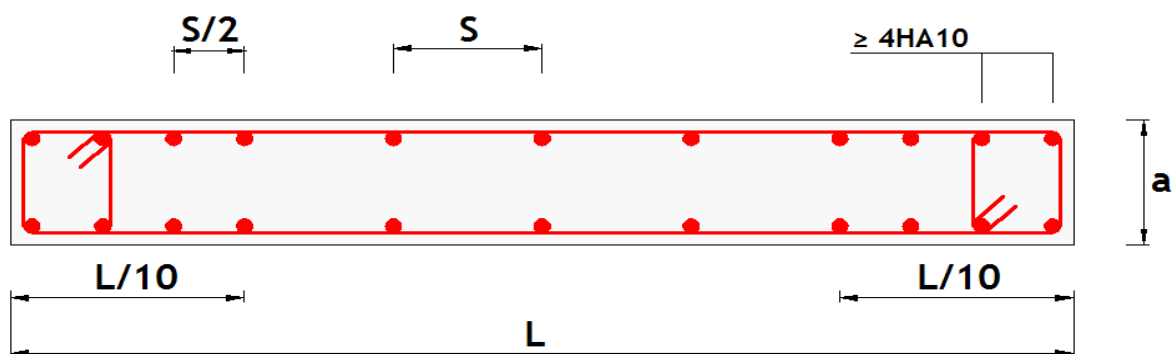
➤ Ferrailage vertical (art.7.7.4.1) :

- Lorsqu' une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



FigureV.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (RPA99/V2003)

➤ Ferrailage Horizontal (art.7.7.4.2) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

➤ Règles communes (art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$; $S \leq 30\text{cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.6.3. Méthode de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

- a. Méthode simplifiée.
- b. Méthode par flexion composée.

V.6.4. Choix de la méthode :

Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant la méthode par flexion composée est la mieux adapté pour les voiles plein de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article 7.7.4 des règles RPA, pour le calcul du ferrailage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (mixte voiles-portiques avec justification).

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.6.5. Exemple de calcul :

Dans cet exemple on va exposer le calcul détaillé du ferrailage d'un seul voile, puis les résultats du ferrailage du reste des voiles de contreventement seront exposés dans le **tableau 5.8**.

Notre exemple se limitera au voile "V3" au niveau de **RDC** de section 20×334 cm' qui est le plus sollicité sous combinaisons accidentelles.

V.6.5.1. Ferrailage verticale :

Les données de base :

$$M_{max} = 9819.58 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 2726.2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 181.31 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2791 \text{ KN}$$

$$M_G = 112.52 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 68.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 868.5 \text{ KN}$$

$$H_e = 334 \text{ cm}$$

$$L = 3.90$$

➤ La répartition des contraintes dans la section :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{cor}}{B} + \frac{M_{max}}{I} \times y$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{cor}}{B} - \frac{M_{max}}{I} \times y$$

$$\text{et } \left\{ \begin{array}{l} B: \text{ la section de voile.} \\ I: \text{ moment d'inertie de voile.} \\ y = \frac{L}{2} = 1,95 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$L = 390 \text{ m}$$

$$B = 3.90 * 0.20 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$Y = \frac{L}{2} = \frac{390}{2} = 1.95 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 3.90^3}{12} = 0.9887 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{2726.2}{0.78} + \frac{9819.58}{0.9887} \times 1,95 = 22862.15 \text{ KN/m}^2 = 22.862 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{traction.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2726.2}{0.78} - \frac{9819.58}{0.9887} \times 1,95 = -15871.9 \text{ KN/m}^2 = -15.872 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{compression.}$$

Donc la section est partialement comprimée.

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\checkmark L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{22.862}{22.862 + 15.872} \times 3,9 = 2,30 \text{ m}$$

$$\checkmark L_t = L - L_c = 3,9 - 2,30 = 1,6 \text{ m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

- * e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{390}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\{1,56; 2\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = \mathbf{0.02 \text{ m}}$$

- * e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{9.81958}{2.7262} + 0,02 = \mathbf{3.62 \text{ m}}$$

$$e_1 = \mathbf{3.62 \text{ m}}$$

- * e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

- * L : hauteur du poteau égal (3,90 m).

- * Lf : Longueur de flambement du poteau.

$$Lf = 0,7L = 0,7 \times 3,90 = \mathbf{2,73 \text{ m}}$$

- * α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{11.252}{18.131} = \mathbf{0.62}$$

- * ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.73^2}{10^4 \times 3.9} (2 + 0.62 \times 2) = \mathbf{0.185 \text{ cm}}$$

$$e_2 = \mathbf{0.002 \text{ m}}$$

$$e_0 = 3,62 + 0,002 = \mathbf{3.622 \text{ m}}$$

$$e_0 = \mathbf{3.62 \text{ m}}$$

$$M = N \cdot e_0 = 2726.2 \times 3.622 = 9874.29 \text{ kN.m}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{L}{2}\right) = 3.62 + \left(3.11 - \frac{3.9}{2}\right) = 4.78m$$

$$M_{ua} = N \cdot e_A = 2726.2 \times 4.78 = 13031.24 \text{ kN.m}$$

A l'état ultime de service

$$N_{ser} = 2791 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 181.31 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{181.31}{2791} = 0.064m$$

$$e_{Aser} = e_{0ser} + \left(d - \frac{L}{2}\right) = 0.064 + \left(3.51 - \frac{3.9}{2}\right) = 1.624m$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 2791 \times 1.624 = 4532.58 \text{ kN.m}$$

Type de section pour le calcul des Armatures longitudinales

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{L}{d} \left(1 - 0.4 \times \frac{L}{d}\right)$$

$$d \text{ (hauteurs utiles)} = 0.9L = 3.51m$$

$$\text{Donc ; } \mu_{bc} = 0.8 \frac{3.9}{3.51} \left(1 - 0.4 \times \frac{3.9}{3.51}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9819.58 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.51^2 \times 14.78} = 0.269$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc}$$

☞ Calcul des Aciers en Flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.03}{4.53} = 2.88$$

$$\text{Donc, } \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.804$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

Donc, on n'est pas besoin des armatures comprimées, c'est-à-dire : $A'_{st} = 0$

☞ Calcul du bras de levier

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 3.51(1 - 0.6 \times 0.269) = 2.94m$$

$$A_{sf} = \frac{M_{max}}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{9819.58 \times 10}{3.15 \times 400} = 31.5 \text{ cm}^2$$

➤ Section minimale selon le RPA99

☞ Dans la zone tractée

$$A_{min-1} = 0.2\%bh = 0.0020 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

☞ Globalement dans le voile

$$A_{min-2} = 0.15\%bh = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

☞ Dans la Zone courante :

T12 espacé de 20 cm pour 1ml on aura $2 \times 5 \times 1,13 = 11,3 \text{ cm}^2$.

➤ Ferrailage minimale :

✓ Selon BAEL:

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{20 \times 390}{1000}; 0,23 \times 20 \times 351 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \{7,80; 8,48\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 8,48 \text{ cm}^2$$

✓ Selon RPA99(v2003):

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0,15\% B = 11,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{A_{sf(\text{calculé})}; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}\}$$

$$A_{sv} = \max \{31,412; 8,48; 11,7\} = 31,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 31,5 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte pour l'acier verticale: $2 \times (28T12)$ Avec $A_s = 31,64 \text{ cm}^2$

L'espacement

L'espacement entre les barres verticales recommandée par l'RPA est limité comme suit:

$$S \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\} = \min \{1,5 \times 20; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Donc On adopte: **10 cm**

V.6.5.2. Ferrailage transversale :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversales sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

➤ Vérification de contrainte de cisaillement :

✓ Selon l'RPA99 (v2003) :

Suivant l'article **7.7.2**, la contrainte de cisaillement limite dans le béton pour les liteaux et trumeaux et donnée par la formule :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = $0.9h$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 868.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.51} = 1.73 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pour ce qui est de la section minimale

✓ **Selon BAEL:**

Pour le cas de fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 7 \text{ Mpa} \right\} = 3.26 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{868.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.51} = 1,73 \text{ Mpa} \leq 3.26 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul les armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

☞ On prend un espace 15cm.

On calcul a présent la section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

○ τ_u (contrainte tangente conventionnelle) = $\frac{V_u}{b_0 d} = \frac{868.5 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.51} = 1.24 \text{ Mpa}$

○ $k = 1 + 3 \left(\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \right) = 1 + 3 \left(\frac{2726.2 \times 10^{-3}}{0.78 \times 25} \right) = 1.42$

○ α : Angle des armatures transversales est égale 90°

Donc,

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k) \times b_0 S_t}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{(1.24 - 0.3 \times 2.1 \times 1.42) 0.2 \times 0.15}{0.8 \times 400 \times 1} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$A_t \approx 0 \text{ cm}^2$; On adopte le section minimal.

Pour ce qui est de la section minimale

✓ **Selon RPA2003 :**

$$A_{t \min} = 0.15\% e \times L = 0.15\% 20 \times 390 = 11.70 \text{ cm}^2.$$

✓ **Selon le BAEL (article A.5.1.22) :**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 S_t} = \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.4 \times 0.2 \times 0.15}{400} = 0.3 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_t = A_{t \min - \text{RPA}} = 11.70 \text{ cm}^2$.

Donc ; On adopte **16T10 = 12.57 cm²**.

➤ **Les Armatures Horizontale :**

$$A_s = 0,10\% \times e \times L = 0.001 \times 20 \times 390 = 7,8 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Pour deux nappes on adopte un ferrailage Horizontal en T10 avec espacement 15cm soit section d'acier $2(10T10) = 15,71\text{cm}^2$.

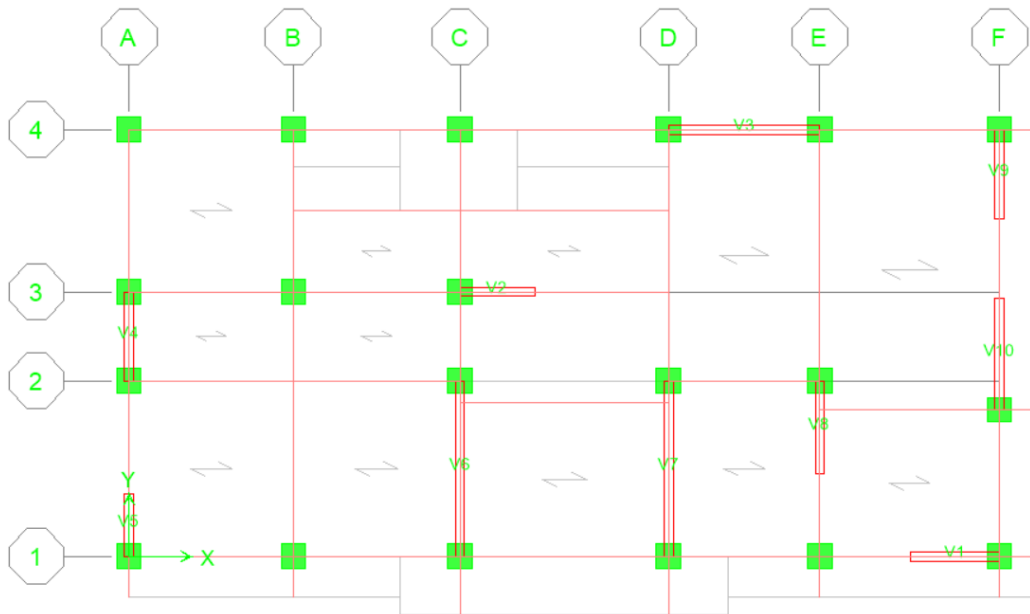


Figure V.8 : plan de repérage des Voiles

V.6.6. Caractéristiques géométriques des voiles :

Tableau V.9 : Caractéristiques géométriques des voiles

Voile	e(m)	L(m)	B(m ²)	Y(m)	I (m ⁴)
V1	0,2	2,5	0,5	1,25	0,260
V2	0,2	2,2	0,44	1,1	0,177
V3	0,2	3,9	0,78	1,95	0,989
V4	0,2	1,9	0,38	0,95	0,114
V5	0,2	2,5	0,5	1,25	0,260
V6	0,2	4,45	0,89	2,225	1,468
V7	0,2	4,45	0,89	2,225	1,468
V8	0,2	2,6	0,52	1,3	0,293
V9	0,2	3	0,6	1,5	0,45
V10	0,2	2,5	0,5	1,25	0,260

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.6.7. Calcule les répartitions des contraintes dans les voiles.

Tableau V.10 : les répartitions des contraintes dans les voiles

Voile	N(KN)	M(KN.m)	σ_{\max} (MPA)	σ_{\min} (MPA)	L_c (m)	L_t (m)
V1	2473,2	2307,87	15,99	-6,09	1,81	0,69
V2	1355,5	1388,8	11,62	-5,49	1,49	0,71
V3	2726,2	981,9,58	22,86	-15,87	2,3	1,6
V4	1492	692,06	11,92	-4,09	1,42	0,48
V5	2473,2	2307,87	15,99	-6,09	1,81	0,69
V6	4181,1	8316,07	17,29	-7,89	3,055	1,395
V7	4181,1	8316,07	17,29	-7,89	3,055	1,395
V8	889,8	1162,5	6,86	-3,44	1,73	1,87
V9	142,3	2049,1	7,07	-6,59	1,55	1,45
V10	2473,2	2307,87	15,99	-6,09	1,81	0,69

V.6.8. Résultat de calcul des armatures verticales des autres voiles :

Tableau V.11 : Résultat de calcul des armatures verticales des autres voiles

Voile	L	A_{sf} (cm ²)	Choix des Barres
V1	2,5	10,5	2×(10T12)
V2	2,2	9,67	2×(9T12)
V3	3,9	31,412	2×(28T12)
V4	1,9	4,93	2×(6T12)
V5	2,5	10,5	2×(10T12)
V6	4,45	27,52	2×(28T12)
V7	4,45	27,52	2×(28T12)
V8	2,6	7,46	2×(8T12)
V9	3	23,86	2×(26T12)
V10	2,5	10,5	2×(10T12)

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.6.9. Résultat de calcul des armatures transversales et horizontales des autres voiles :

Tableau V.12 : Résultat de calcul des armatures horizontales des autres voiles

Voile	Longueur (m)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	A_t calculé (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	choix des barres	S_t (cm)
V1	2,5	403	1,25	0.84	7,5	2,76	2(7T12)	15
V2	2,2	254,8	0,9	0.72	7,6	2,82	2(7T12)	15
V3	3,9	868,5	1,73	0.59	7,8	11,7	2(7T12)	15
V4	1,9	141,1	0,59	0.63	5,7	1,94	2(6T12)	15
V5	2,5	403	1,25	0.84	7,5	2,76	2(7T12)	15
V6	4,45	604,6	1,06	0.41	13,35	5,58	2(12T12)	15
V7	4,45	604,6	1,06	0.41	13,35	5,58	2(12T12)	15
V8	2,6	188,9	0,57	0.71	7,8	3,47	2(7T12)	15
V9	3	355,6	0,92	0.39	6	5,79	2(6T12)	15
V10	2,5	403	1,25	0.84	7,5	2,76	2(7T12)	15

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.6.10. Schéma de ferrailage :

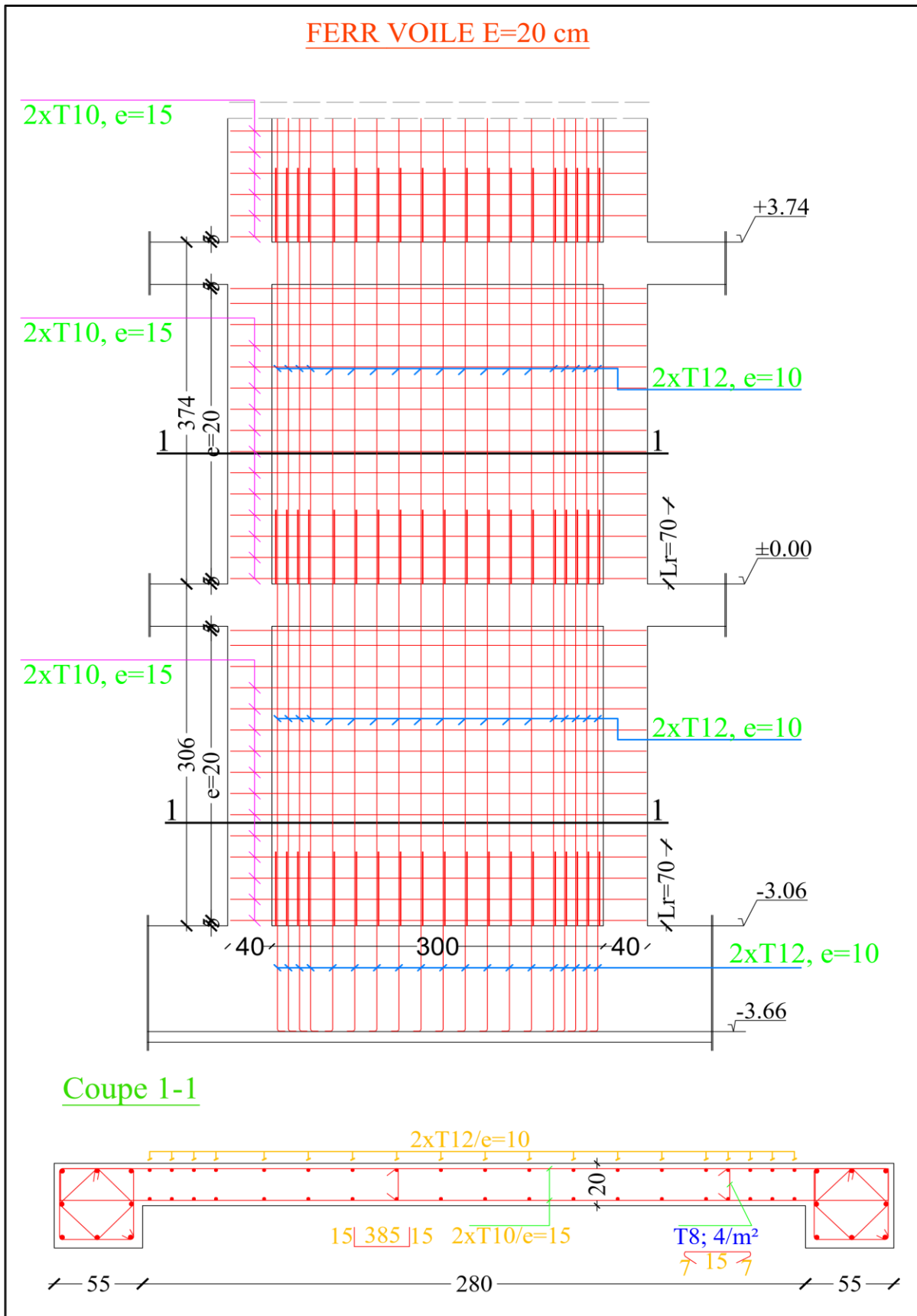


Figure.5.9 : Schéma de ferrailage du voile

CHAPITRE VI:

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est la partie cachée de la construction dans le sol, constituée d'éléments structuraux du sous-sol et du système de fondations. Ces deux constituants doivent former un ensemble résistant et rigide qui prenant appui sur des formations en place compacte, homogène, et hors d'eau de préférence. L'infrastructure doit assurer les deux fonctions suivantes :

- La capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales.
- Limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

VI.2 Etude du voile périphérique :

VI.2.1 Définition :

Le voile périphérique est un voile en béton armé continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

VI.2.2 Pré dimensionnement :

On va adopter comme épaisseur du voile périphérique, la valeur minimale prescrite par les règles RPA99v2003 dans l'article 10.1.2, et qui égale à 15cm. 6.2.3.

VI.2.3 Hypothèse de calcul :

- Le voile périphérique (V.P) est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encadrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillante 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 ferrailage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur,
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontale et verticale).
- Pour limité le risque d'infiltration de l'eau au sous-sol, les fissures dans le V.P sont intolérables, c'est-à-dire que la fissuration sera considérée comme très préjudiciable, ce qui conduit à calculer le ferrailage à l'ELS.

VI.2.4 Caractéristique du sol :

On sait que : $q = K_a \times \gamma \times h$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

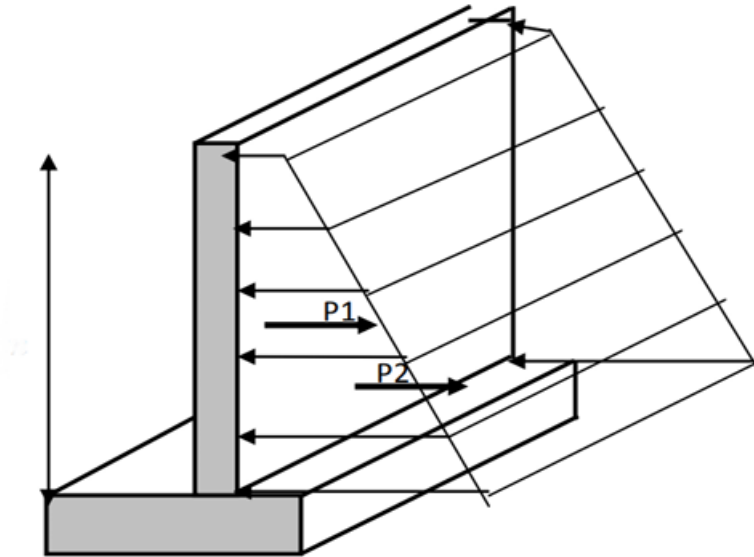
Avec : k_a : coefficient de poussée.

γ : Masse volumique des terres. $\rightarrow \gamma = 18.4 \text{KN}$

h : hauteur du voile. $\rightarrow h = 2.66 \text{m}$

φ : Angle de frottement. $\rightarrow \varphi = 2.12^\circ$

Q : surcharge d'exploitation.



FigureVI.1 : Schéma de Voile périphérique

VI.2.5 Calcul des contraintes :

- **Calcul du coefficient des terres :**

Il est donné par la formule suivante (selon Coulomb) :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 (45 - 1.06) = 0.92$$

- **Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres) :**

$$p_1 = \gamma h K_a = 18.4 \times 2.66 \times 0.92 \rightarrow P_1 = 45.08 \text{KN/m}^2$$

- **Calcul de charge due à la surcharge :**

$$q = 10 \text{KN/m}^2$$

$$p_2 = q \times K_a = 10 \times 0.92 \rightarrow P_2 = 9.2 \text{KN/m}^2$$

VI.2.6 Ferrailage du voile :

A ELU :

$$\delta_{\max} = 1.35 p_1 + 1.5 p_2$$

$$\delta_{\max} = 1.35(45.08) + 1.5 (9.2) \rightarrow \delta_{\max} = 74.65 \text{KN/m}^2$$

$$\delta_{\min} = 1.5 p_2 = 1.5 \times 9.2 \rightarrow \delta_{\min} = 13.8 \text{KN/m}^2$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$\delta_{moy} = \frac{3\delta_{max} + \delta_{min}}{4} = \frac{3(74.65) + (13.8)}{4} = 59.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \delta_{moy} \times 1 \text{ ml} = 59.43 \text{ KN/m}^2$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.66 \text{ m} \quad L_y = 5.85 \text{ m} \quad h = 15 \text{ cm} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{5.85} = 0.45 > 0.4 ; \text{ donc dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.45 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.1036 \\ U_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = U_x q_u L_x^2 = 0.1036 \times 59.43 \times 2.66^2 = 43.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = U_y M_x = 0.25 \times 43.56 = 10.89 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 43.56 = 37.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.89 = 9.25 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -0.3 \times 43.56 = -13.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y = -0.3 \times 10.89 = -3.27 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage minimal :**

Selon RPA99v2003 (art10.1.2) :

$$A_{S \text{ min(RPA)}} = 10\% bh = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91v99 :

$$A_{S \text{ min(BAEL)}} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1/400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

- **Espacements :**

Sens X-X: $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

Sens Y-Y: $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 : Résultat de ferrailage des voiles périphériques (par mètre linéaire).

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (KN.m)	13.06	37.02	3.27	9.25
As calculé (cm²/ml)	2.33	6.89	0.57	1.64
As (RPA) (cm²/ml)	1.50	1.50	1.50	1.50
Choix des barres	T10	T14	T10	T12
As Choix (cm²/ml)	6.03	9.24	6.03	3.08
Espacement (cm)	15	15	15	15
nbr des barres	6	6	6	6
section adopté	3 T16 e15cm	6 T14 e15cm	3 T16 e15cm	2 T14 e15cm

A ELS:

$$\sigma_{\max} = P_1 + P_2$$

$$\sigma_{\max} = 45.08 + 9.2 \Rightarrow \sigma_{\max} = 54.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = P_2 = 9.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_{moy} = \frac{3\delta_{\max} + \delta_{\min}}{4} = \frac{3(54.28) + (9.2)}{4} = 43.01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \delta_{moy} \times 1 \text{ ml} = 43.01 \text{ KN/m}^2$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.66 \text{ m} \quad L_y = 5.85 \text{ m} \quad h = 15 \text{ cm} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{5.85} = 0.454 > 0.4 ; \text{ donc dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.454 \Rightarrow \begin{cases} U_x = 0.1063 \\ U_y = 0.3234 \end{cases}$$

$$M_x = U_x q_u L_x^2 = 0.1063 \times 43.01 \times 2.66^2 = 32.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = U_y M_x = 0.3234 \times 32.34 = 10.45 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 32.34 = 27.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.45 = 8.88 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.3M_x = -0.3 \times 32.34 = -9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3M_y = -0.3 \times 10.45 = -3.14 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

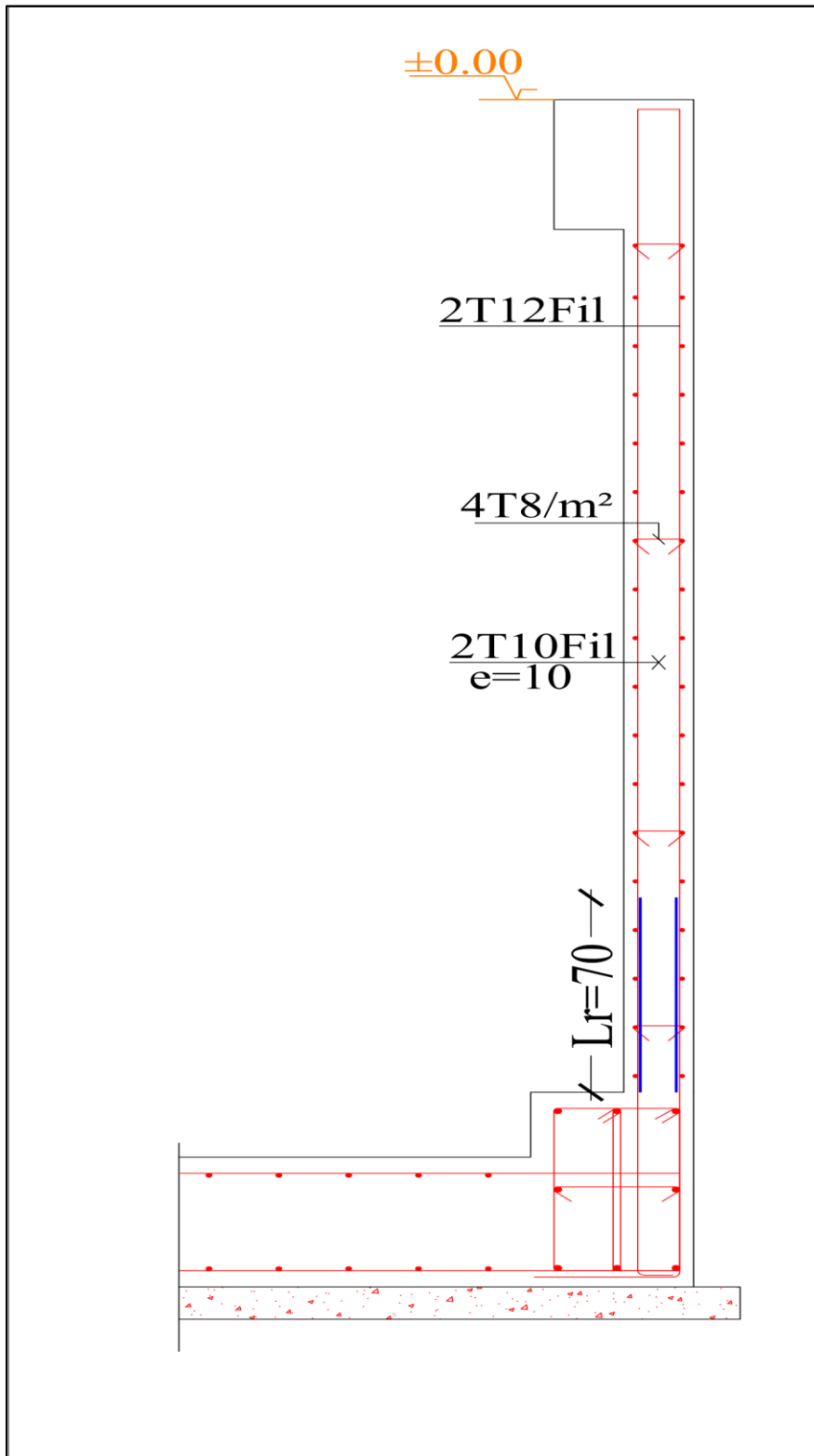
$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$V_{uy} = \frac{q_{uly}}{2} = \frac{43.01 \times 5.85}{2} = 125.80 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{q_{ulx}}{2} = \frac{43.01 \times 2.66}{2} = 57.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} = \frac{125.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.93 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.7 Schéma de ferrailage :



FigureVI.2 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique

VI.3 Etude des fondations :

VI.3.1. Définition

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

On distingue plusieurs types de fondations :

- Les fondations superficielles : Semelle isolée (sous les poteaux) ; Semelle filante (sous les murs ou plusieurs poteaux) ; Radier (simple ou général).
- Les fondations semi-profondes : Les puits.
- Les fondations profondes : Les pieux.
- Les fondations spéciales : Les parois moulées et les cuvelages.

VI.3.2 Choix du type de Fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels :

- Nature de la structure (voile, auto stable, mixte, ...etc.).
- Nature du terrain.
- Contrainte admissible du terrain.
- Tassement maximal acceptable.
- Contraintes maximales limitées par le RPA....

VI.4 Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire

VI.4.1 Semelle isolée

En premier lieu, nous proposons des semelles isolées pour les poteaux et des semelles filantes pour les murs, en veillant à respecter la condition suivante : la surface totale des semelles doit représenter moins de 50% de la surface totale du bâtiment. Il faut que :

$$\sigma^- \geq \frac{N_{ser}}{A.B} = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma^-}$$

Avec

A,B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.

N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle.

Nous devons calculer la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'ELS.

Pour cela, nous obtenons du logiciel la charge sous le poteau le plus sollicité.

$$N_{ser}=1009.4 \text{ KN}$$

Vu l'homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1009.4}{220}} = 2.25m$$

Pour (20 Poteau / étage) : $S_{semelles} = 20 \times 2.25^2 = 100.85m^2$

$$S_{bâtiment} = 20.00 \times 10.00 = 200 m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} \times 100 = \frac{100.85}{200} \times 100 = 50.43\% \geq 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela on opte pour des semelles filantes.

VI.4.2 Semelle filante

Il faut que :

$$\sigma^- \geq \frac{N_{ser}}{A.B} = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma^-}$$

Avec :

B, L : la largeur et la longueur de la semelle respectivement.

N_{ser} : la somme des charges à l'ELS appliquées en tête de la semelle. On choisit la fille de l'axe "B" :

$$N_{ser} = N_{ser1} = 315.8 + 1109.4 + 414.7 = 1839.9 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}L} = \frac{1839.9}{220 \times 9.6} = 0.87 m$$

Lorsque les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, nous optons pour un radier nervuré. Cette solution permet de limiter au maximum les tassements, notamment les tassements différentiels, tout en offrant une meilleure répartition des charges et une rigidité accrue à la structure des fondations.

VI.4.3. Radier :

Il est recommandé de ne réaliser ce type de fondation que sur sol homogène, la rigidité des radiers n'étant en général pas suffisante pour résister aux tassements différentiels. On distingue dans la pratique :

- Les radiers nervurés avec poutres pour raidissement.
- Les radiers plats, sous forme d'une seule dalle armée, de réalisation facile et économique.
- Les radiers épingleés, dans le cas de forte sous pression avec des charges verticales faibles.

a) Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{l_{max}}{10}$$

Avec : L_{max} : la portée maximale entre nus de deux voiles consécutifs

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$h \geq \frac{5.75}{10} = 0.57\text{m}$$

• Condition de cisaillement :

On dimensionne le radier de telle façon qu'on n'a pas besoin d'armatures dues à l'effort tranchant. La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots(1)$$

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de longueur (b=1m)

$$V_u = \frac{qL_{\max}}{2} = \frac{N_u L_{\max}}{2s}$$

Avec : b = 1m

$$V_u = \frac{2100.7 \times 10^{-3} \times 5.75}{2 \times 200} = 30.20 \text{ KN}$$

Où : N_u : effort normal revenant au radier général

S : surface du radier

De la relation (1) on déduit :

$$d \geq \frac{V_u}{1.17 \times b} = \frac{2100.7 \times 5.75}{2 \times 200 \times 1.17 \times 1 \times 10^3} = 0.38\text{m}$$

Par ailleurs $d=0.9h \Rightarrow h_r=d/0.9= 0.42$

On adopte une épaisseur du radier $h_r=0.50\text{m}$

VI.4.4 Pré-dimensionnement de la nervure

Le pré-dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

–Condition forfaitaire

1. Hauteur de la nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{575}{10} = 57.5\text{m}$$

2. Largeur de la nervure :

$$b_0 \geq b_{\text{poteau}} = 55\text{cm}$$

– Condition de la longueur élastique : Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut assurer que le radier est de type rigide. Pour cela, la hauteur de la nervure doit satisfaire la condition :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : Longueur élastique du radier donnée par la formule :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I : Inertie d'une bande de 1m de largeur.

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du sol pris égal à : 32164,2 MPa.

B : Largeur du radier (bande de 1m).

K : coefficient de raideur du sol, = 18 MPa (sol de densité moyenne).

$$h = \sqrt[3]{\frac{48 \times 18 \times 5.75^4}{32164.2 \times 3.14^4}} = 0.67m$$

On adopte : h = 100 cm

VI.4.5 Calcul du débordement D :

$$D \geq \max\left(\frac{h_0}{2}; 30cm\right)$$

D'où :

$$D \geq \max\left(\frac{50}{2}; 30cm\right) \geq 30cm$$

On adopte D=50 cm

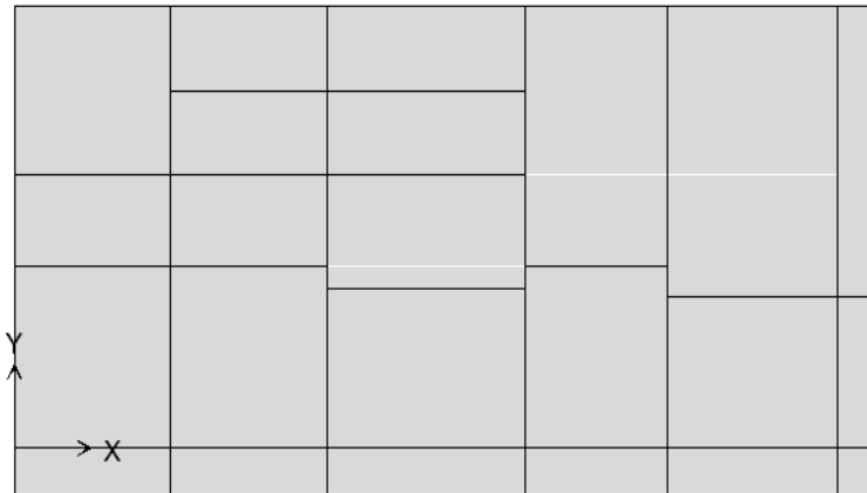


Figure VI.3 : Surface du radier

VI.4.6 Ferrailage du radier :

Le radier est un ensemble de panneaux calculés comme des dalles appuyées sur quatre côtés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de Poisson et du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

La réaction du sol à l'ELU : $q_u = 127.08KN /m^2$

La réaction du sol à l'ELS : $q_{ser} = 94.68KN /m^2$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Le radier est ancré dans le sol considéré comme un milieu agressif, la fissuration est considéré comme préjudiciable l'enrobage est pris égal à 4cm.

• Calcul :

Soit L_x et L_y les dimensions mesurées entre un des appuis d'un panneau on a :

$$L_y = 5.75\text{m}$$

$$L_x = 3.65\text{m}$$

Nous utilisons pour le ferrailage des panneaux, la méthode donnée par les règles du BAEL91.

$$\alpha = \frac{3.65}{5.75} = 0.63$$

VI.4.6.1 Sollicitations

a. à ELU

$$\rho = 0.63 \rightarrow$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0787 \\ U_y = 0.3281 \end{cases}$$

Moment isostatique:

$$\begin{cases} M_{ox} = U_x q_u L_x^2 = 0.0787 \times 127.08 \times 3.65^2 = 133.24 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = U_y M_x = 0.3281 \times 133.24 = 43.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ventilation isostatique :

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 133.24 = 113.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 43.76 = 37.20 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 133.24 = 66.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 43.76 = 21.8 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du ferrailage :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = 0.8 \alpha b d \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.2 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELU en travée.

	M_t (KN,m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
x-x	113.25	100	45	0.039	0.05	7.32	5.43	6T14=9.24
y-y	37.20	100	45	0.013	0.02	8.62	5.43	6T14=9.24

L'espaceur :

St = min (3h; 33cm) cm 33 St ≤ → , on adopte St=15 cm.

Sur appuis :

Tableau VI.3 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELU sur appuis.

	M_a (KN,m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
x-x	66.62	100	45	0.023	0.03	4.39	5.43	6T14=9.24
y-y	21.88	100	45	0.008	0.01	1.47	5.43	6T14=9.24

b. à l'ELS :

$$\rho = 0.63 \rightarrow$$

$$\left. \begin{array}{l} \{U_x = 0.0838\} \\ \{U_y = 0.4954\} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \{M_{ox} = U_x q_{ser} L_x^2 = 0.0838 \times 49.68 \times 3.65^2 = 55.46 \text{ KN.m}\} \\ \{M_{oy} = U_y M_x = 0.4954 \times 55.46 = 27.48 \text{ KN.m}\} \end{array} \right\}$$

Ventilation isostatique :

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 55.46 = 47.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 27.48 = 23.36 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 55.46 = 27.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 27.48 = 13.74 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

✓ Calcul du ferrailage :

En travée :

Tableau VI.4 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELS en travée.

	M_t (KN,m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
x-x	47.14	100	45	0.016	0.02	2.93	5.43	6T14=9.24
y-y	32.36	100	45	0.011	0.01	1.46	5.43	6T14=9.24

Sur appuis:

Tableau VI.5 : Calcul du ferrailage de radier à l'ELS sur appuis.

	M_a (KN,m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
x-x	23.57	100	45	0.008	0.01	1.47	5.43	6T14=9.24
y-y	11.68	100	45	0.004	0.005	1.2	5.43	6T14=9.24

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.4.6.2 Schéma de ferrailage:

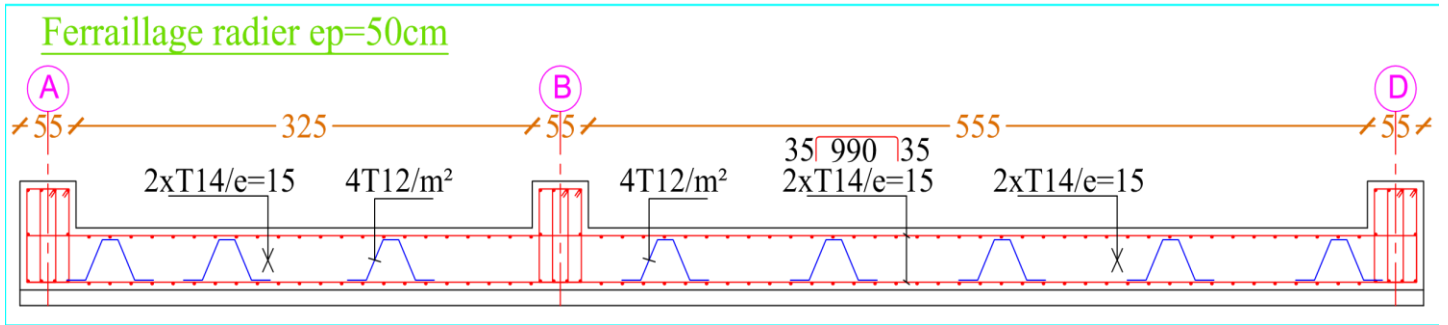


Figure VI.4 Schéma de ferrailage du radier

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. 5 Poutres de rigidité :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire de ces poutres noyées on a calculé les sollicitations par le logiciel ETABS en construisant un fichier des données spécialement au radier considéré comme un plancher renversé. Les sollicitations obtenues nous ont permis de calculer le ferrailage des poutres tenant compte de la poutre la plus sollicitée de section (55x100)cm², alors en trouve :

- ☑ En travée une section de 18.34 cm² et on adopte 4T16fil+ (8T14ch) =20.63 cm².
- ☑ En appui en trouee une section de 14.20cm² on adopte 4T16fil +4T14ch = 14.20 cm².

VI. 5.1 Schéma de ferrailage :

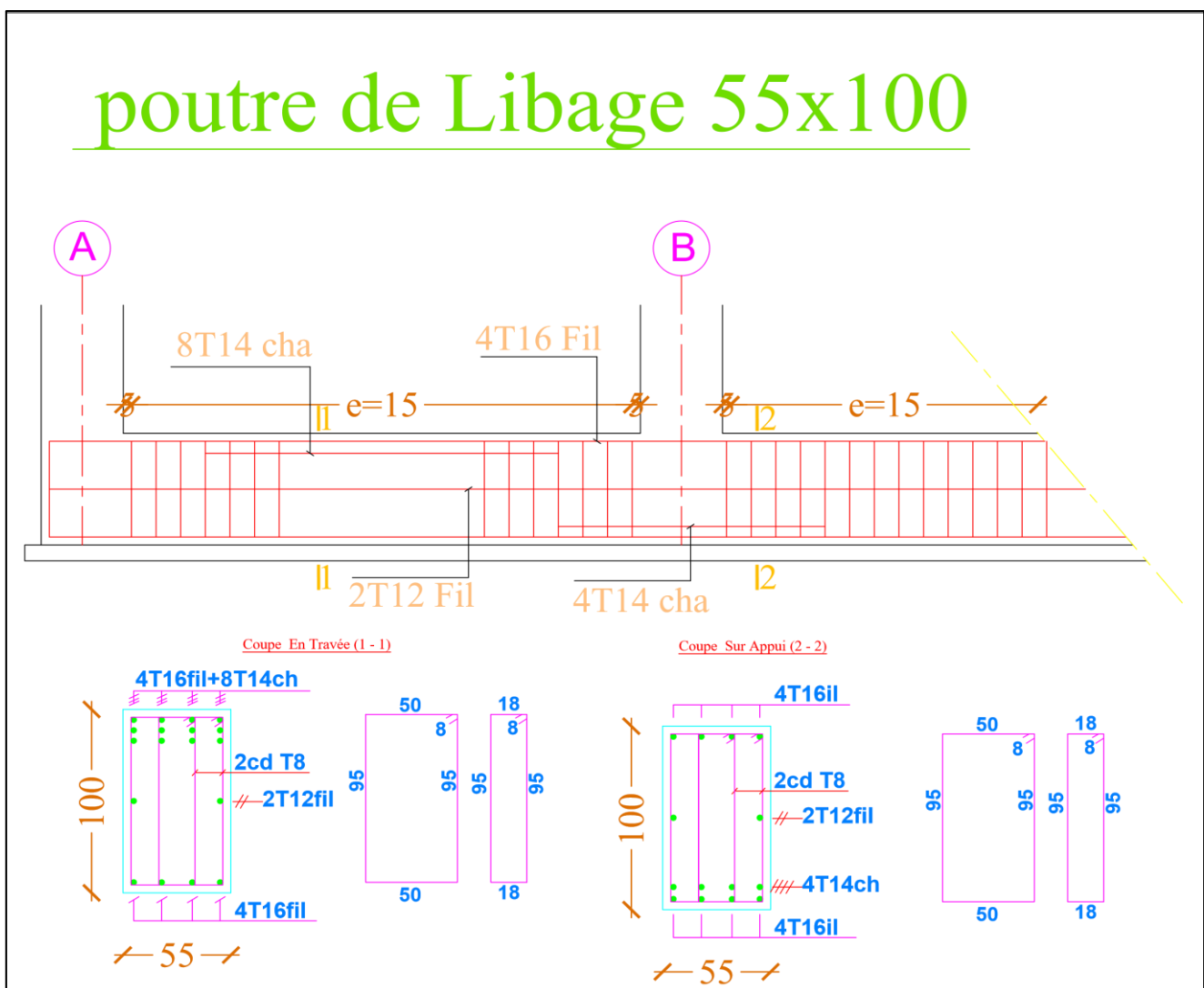


Figure VI.5 : Le ferrailage de Poutres de rigidité

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études constitue une réelle opportunité d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire. À travers ce travail, nous avons pu renforcer notre compréhension des principes de dimensionnement des structures parasismiques, conformément aux règlements algériens tels que le RPA99 version 2003 et le BAEL91.

Notre étude s'est articulée autour de deux axes principaux :

L'aspect structurel : en optimisant la disposition des voiles pour assurer une meilleure résistance aux efforts verticaux et horizontaux. Nous avons constaté que leur positionnement stratégique est essentiel pour la stabilité globale du bâtiment.

L'aspect économique : en estimant avec précision les quantités de béton et d'acier, tout en évitant le surdimensionnement, afin de garantir un équilibre entre sécurité et rentabilité.

L'utilisation du logiciel ETABS (version 9.7.4) a été un atout majeur, nous permettant de réaliser une modélisation tridimensionnelle et une analyse dynamique, plus proches du comportement réel de la structure, tout en optimisant le temps consacré aux calculs.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours mon projet de thèse

REGLEMENT

- ❖ Règlements parasismiques algérienne "RPA 99 version 2003".
- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A 93".
- ❖ Document technique réglementaire charges et surcharges "D.T.R B.C.2.2".
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites "BAEL 91 R 99".

COURS

- ❖ Cours Béton Armé Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technologique - Skikda-
- ❖ Cours Mécanique des soles Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technologique -Skikda-

LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4
- ❖ EXCEL 2013.
- ❖ WORD 2013.
- ❖ AUTO CAD 2013.

ANNEXE

Annexe 1

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELU

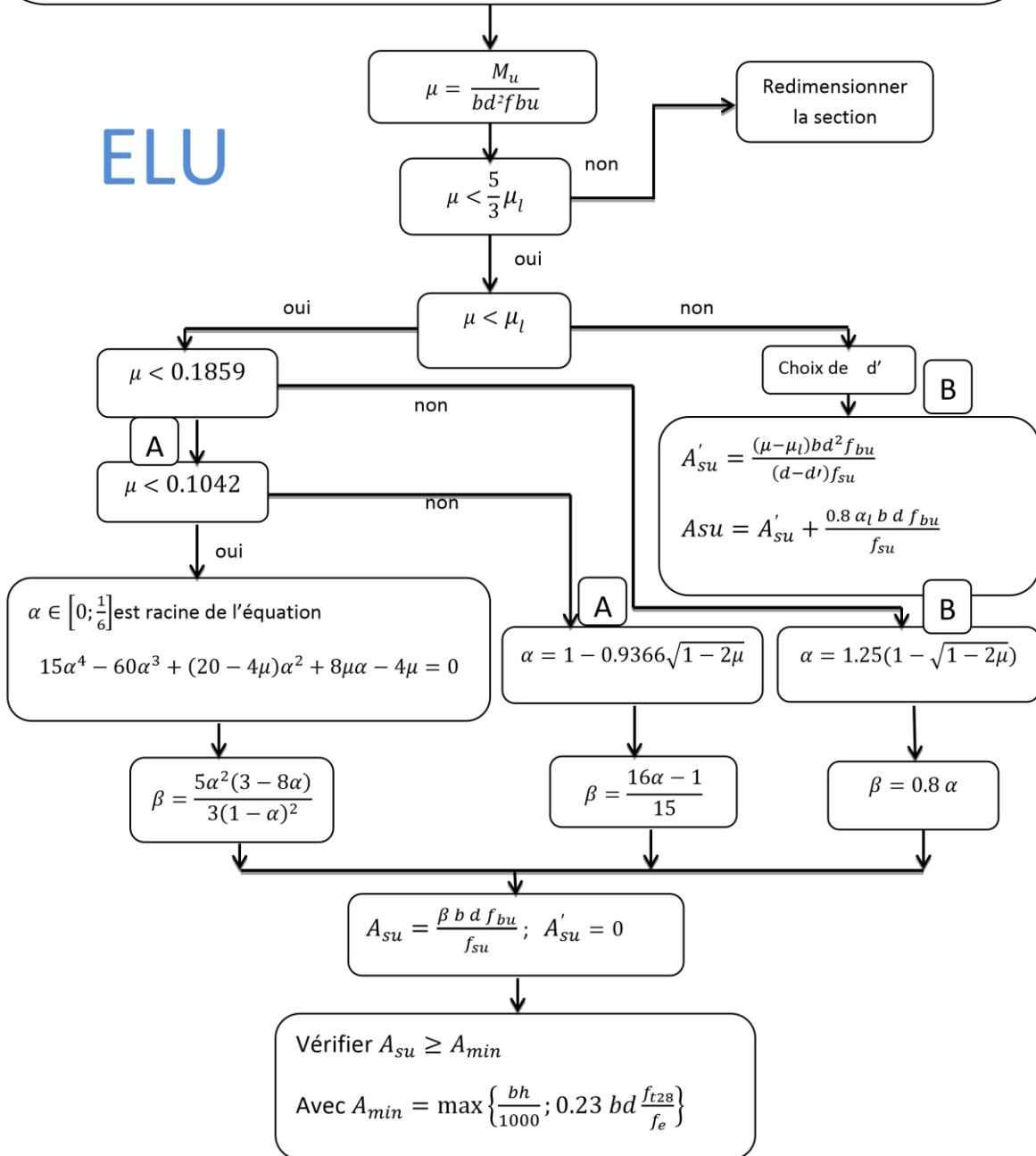
$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$
 θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00) ; \alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l} ;$

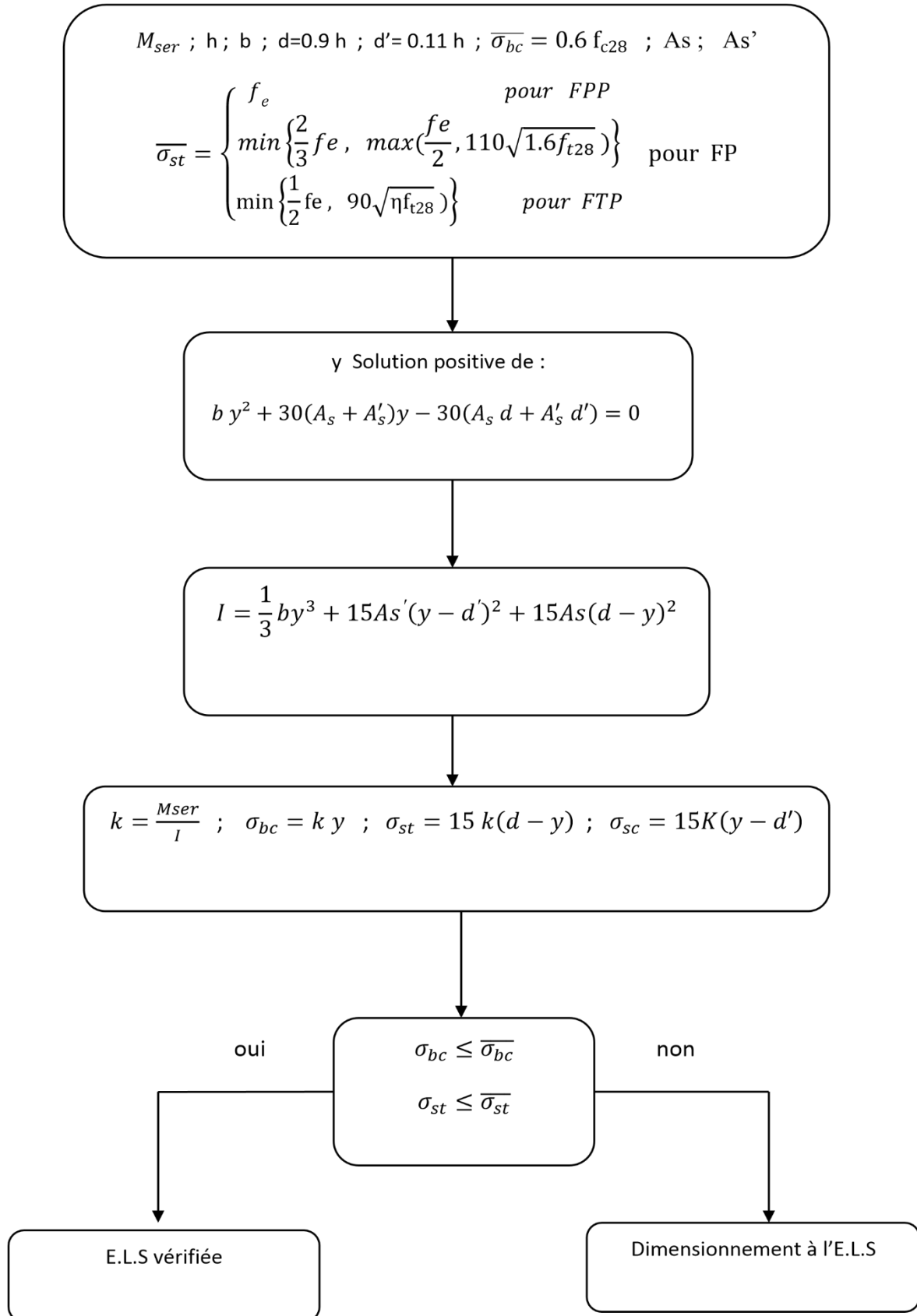
$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$

ELU



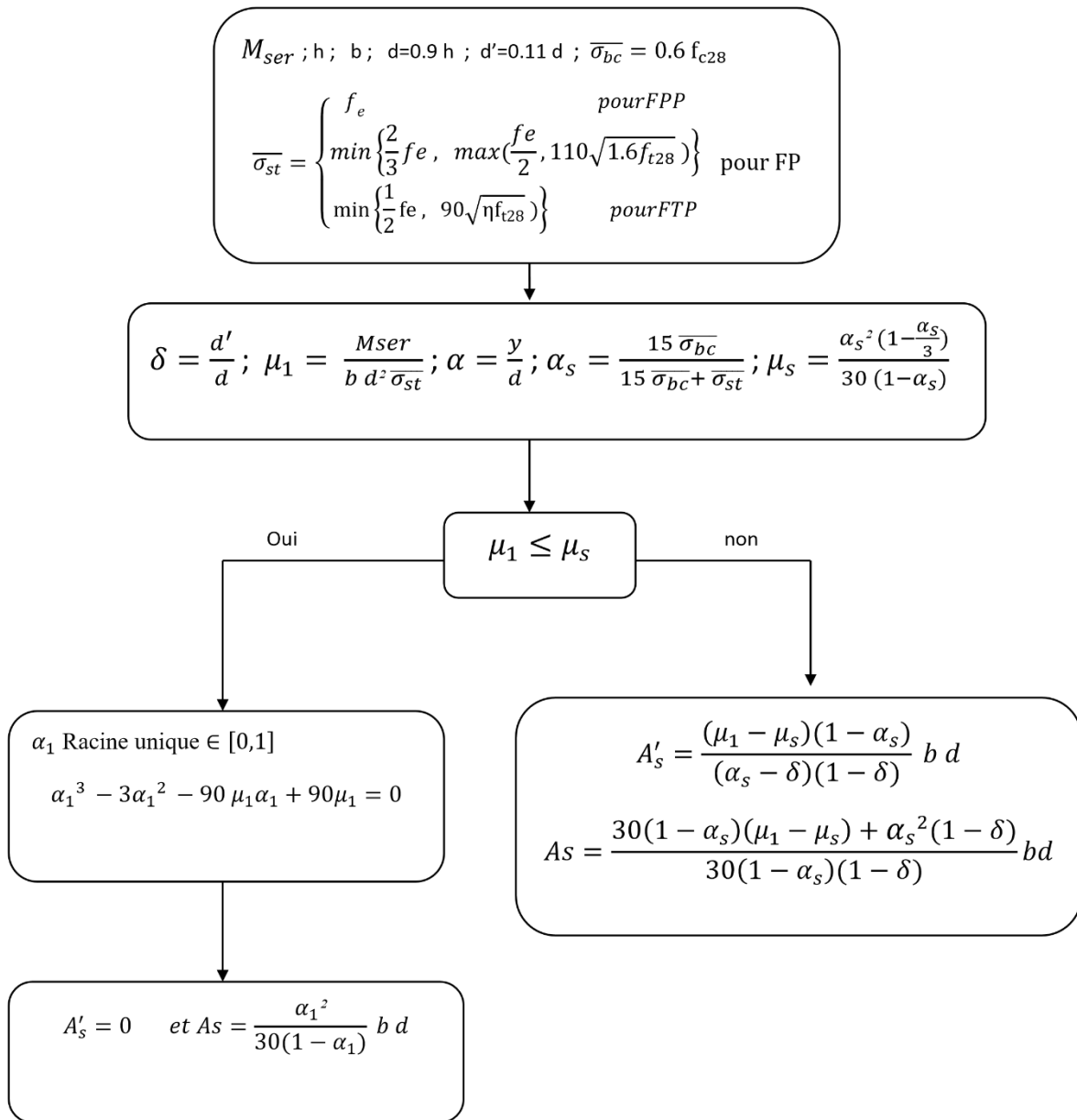
Annexe 2

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



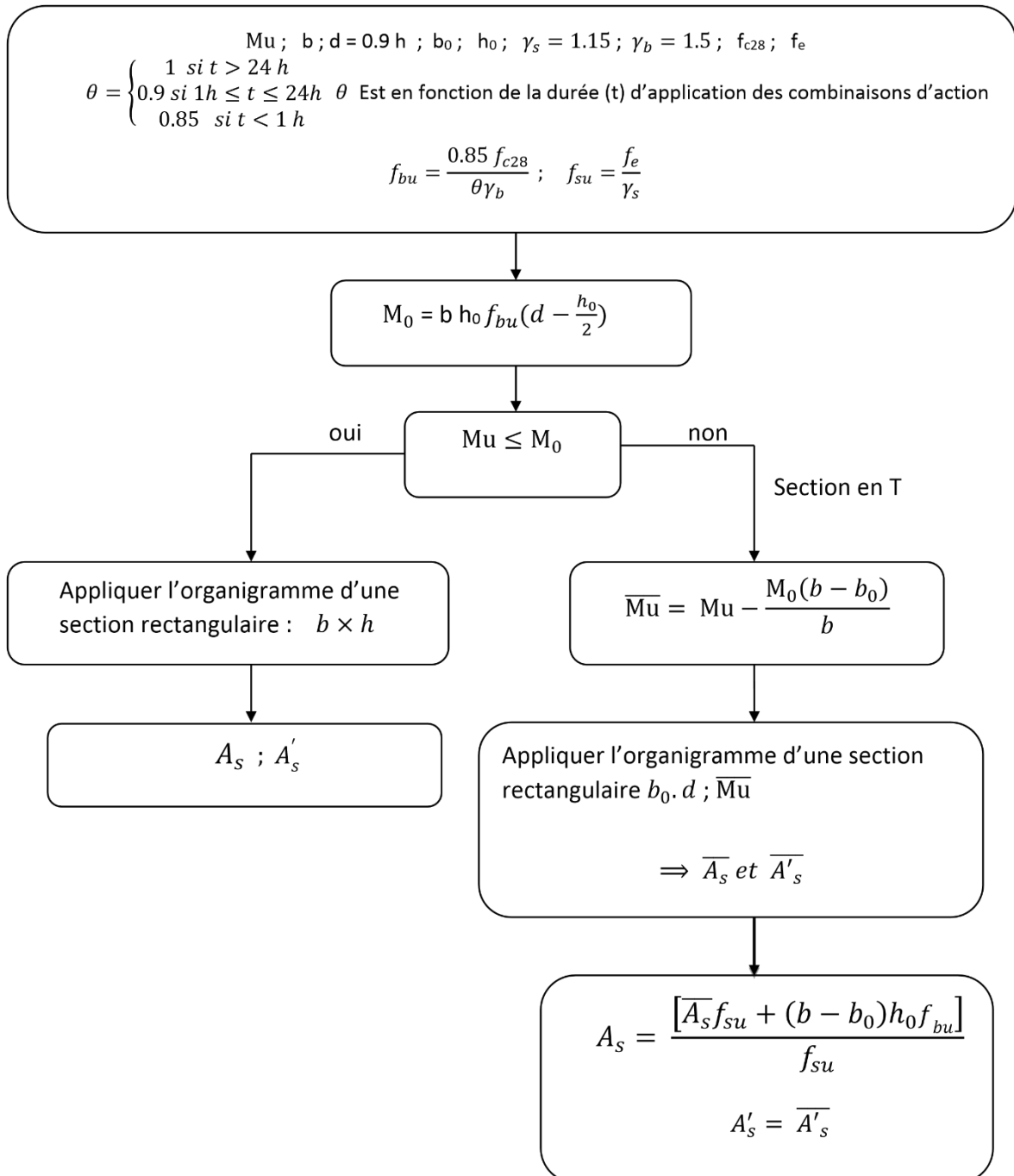
Annexe 3

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS



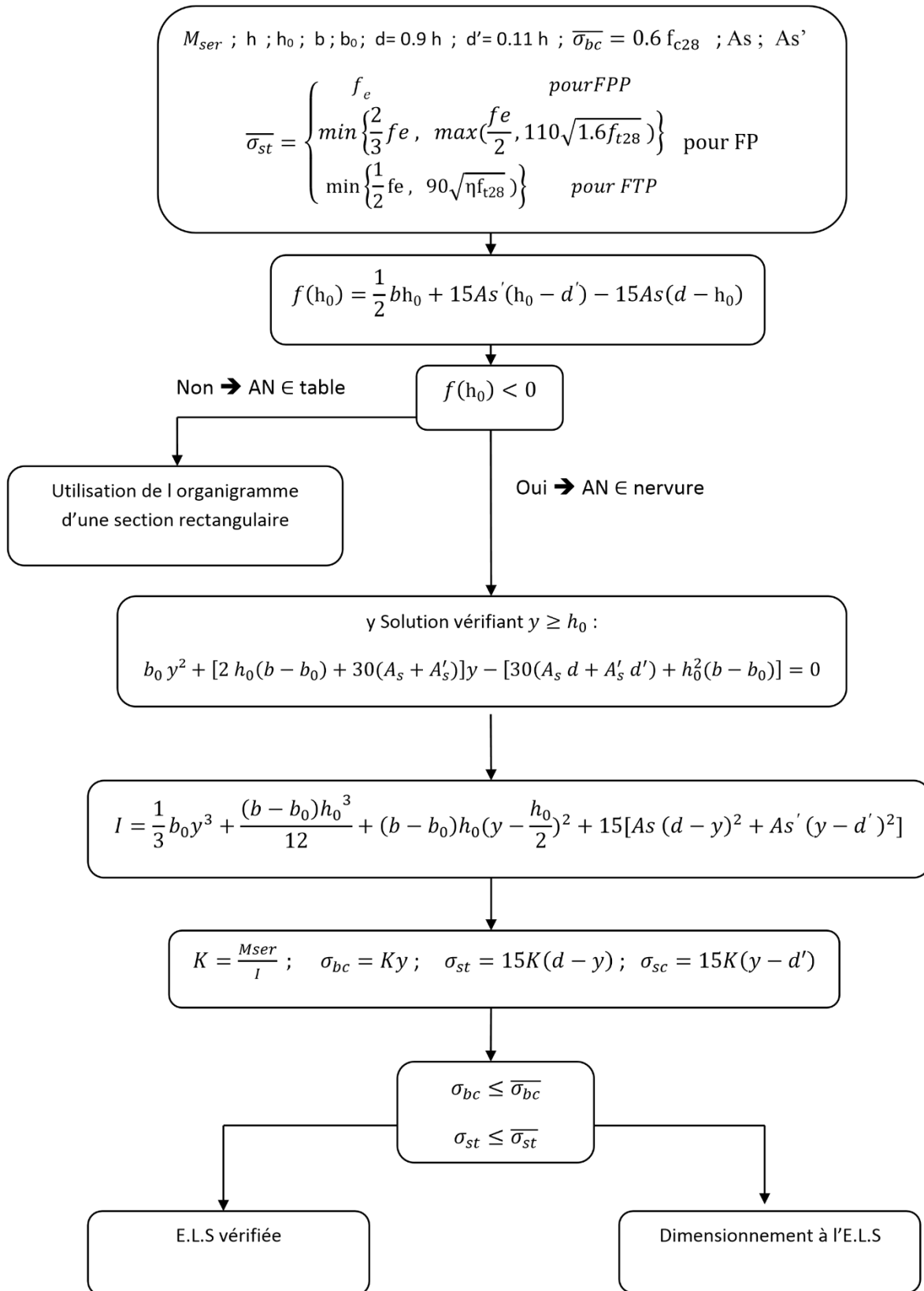
Annexe 4

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à ELU



Annexe 5

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



Annexe 6

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à l'ELS

$$M_{ser} ; h ; h_0 ; b ; b_0 ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases} ; \quad M_0 = \frac{\bar{\sigma}_{st} \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30 (d - h_0)} b h_0^2$$

Non M_{ser} ≤ M₀ oui

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_{st}} ; \gamma = \frac{h_0}{\alpha} ; \theta = \frac{b}{b_0} ; \delta = \frac{d'}{d} ; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\mu_s = \frac{\gamma(\theta - 1)[3 \alpha_s(2 - \gamma) + \gamma(2\gamma - 3)] + \alpha_s^2(3 - \alpha_s)}{90(1 - \alpha_s)}$$

Appliquer l'organigramme
d'une section rectangulaire
b × h

Oui μ₁ ≤ μ_s Non

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b_0 d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + [\alpha_s^2 + \gamma(\theta - 1)(2\alpha_s - \gamma)](1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b_0 d$$

α₁ racine unique ∈]0,1[

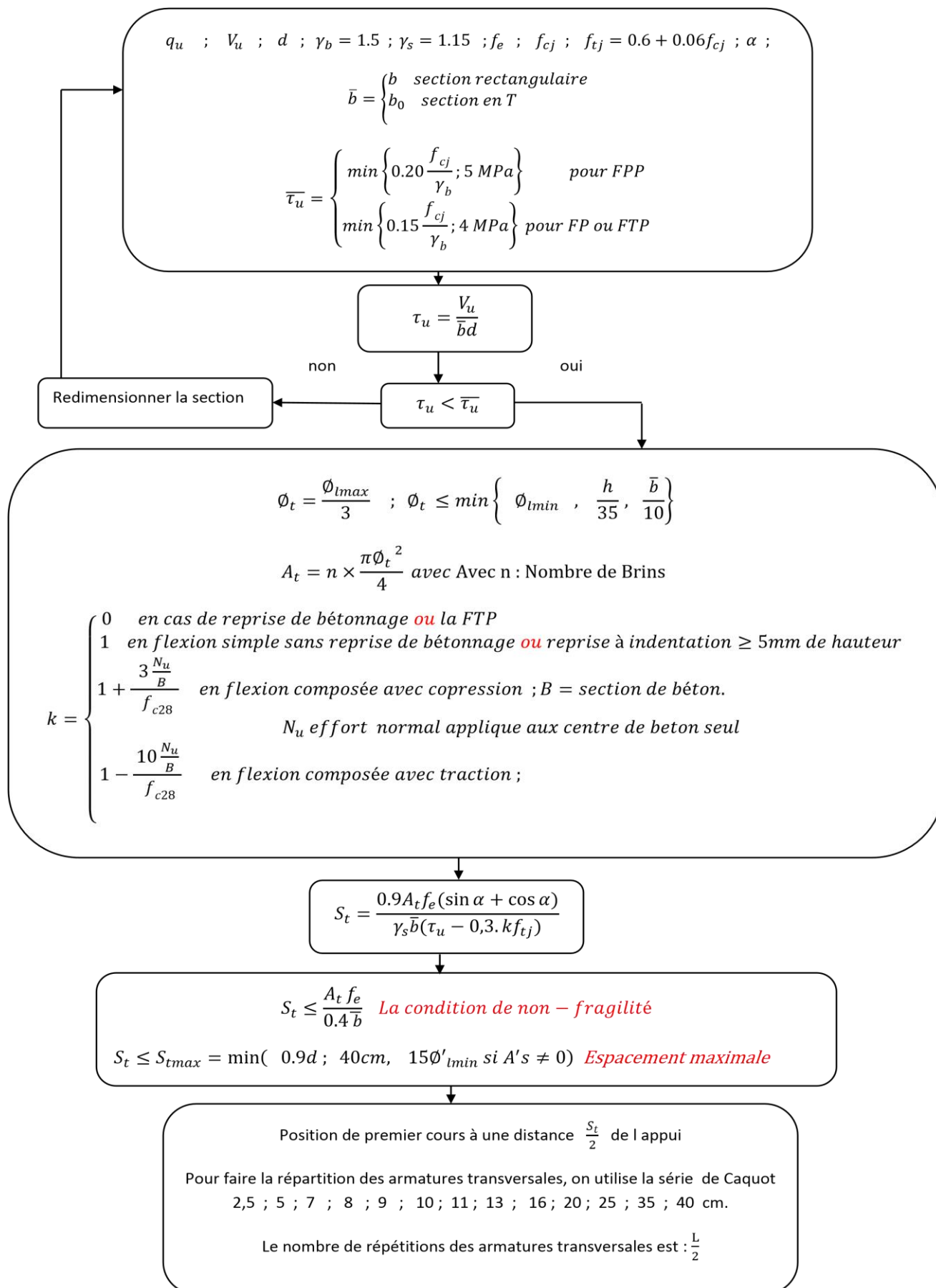
$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - [90\mu_1 + 3\gamma(2 - \gamma)(\theta - 1)]\alpha + 90\mu_1 - \gamma^2(\theta - 1)(2\gamma - 3) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{\alpha_1^2 + \gamma(\theta - 1)(2\alpha_1 - \gamma)}{30(1 - \alpha_1)} b_0 d$$

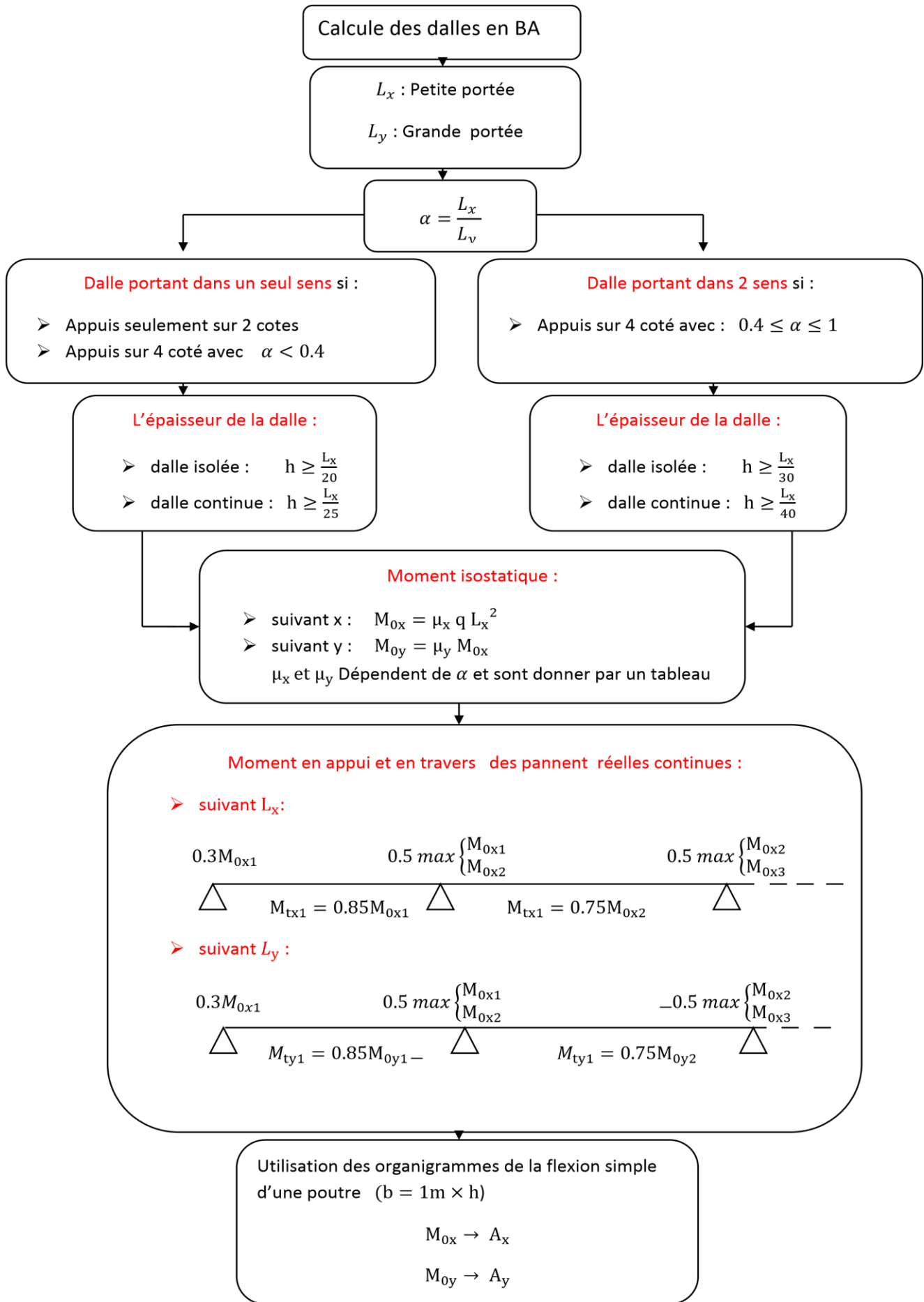
Annexe 7

Organigramme de calcul des armatures transversales et l'effort tranchant



Annexe 8

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mitre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

➤ $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤ $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

FP ou FTP

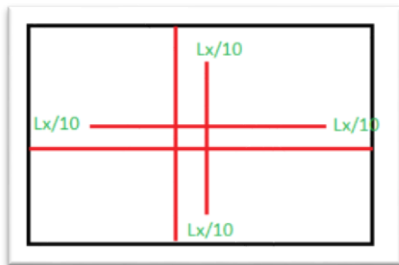
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

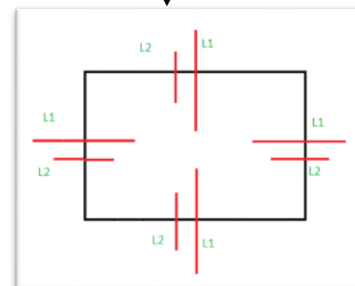


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtées 1 sur 2 de L_1 et L_2

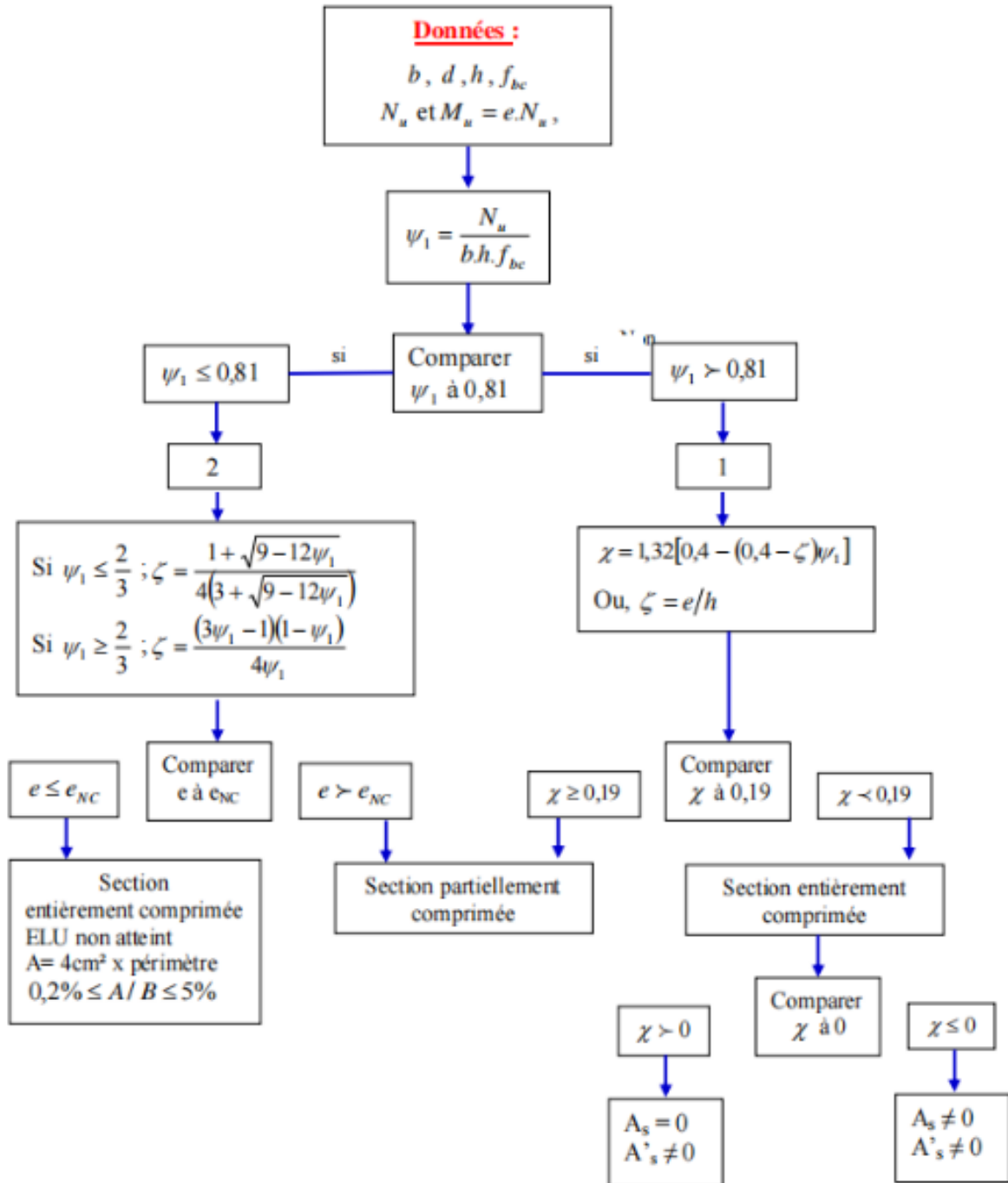
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \begin{cases} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{cases}$$



Annexe 9

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composée



Annexe 10

Tableau des Armatures en cm^2

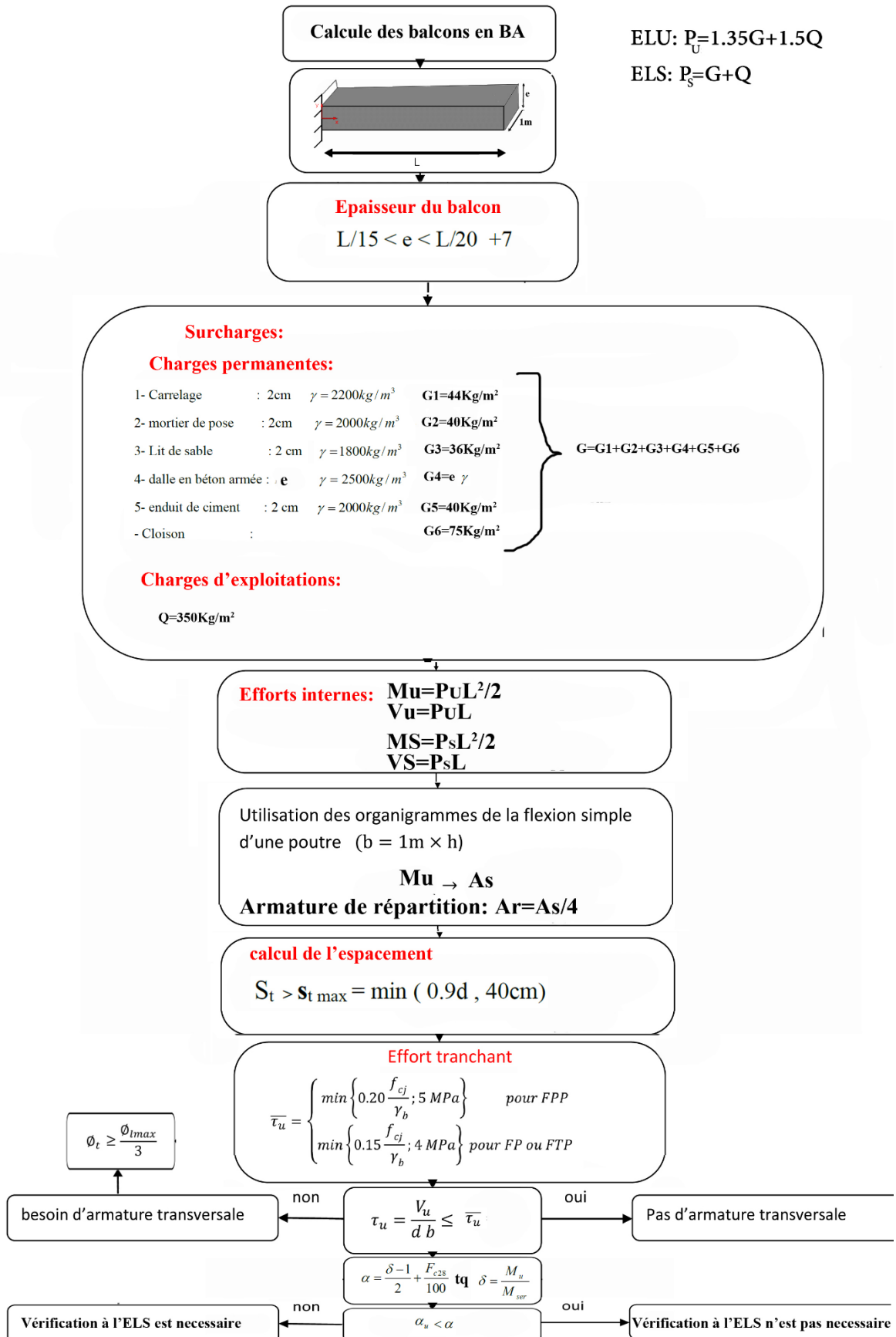
Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	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.

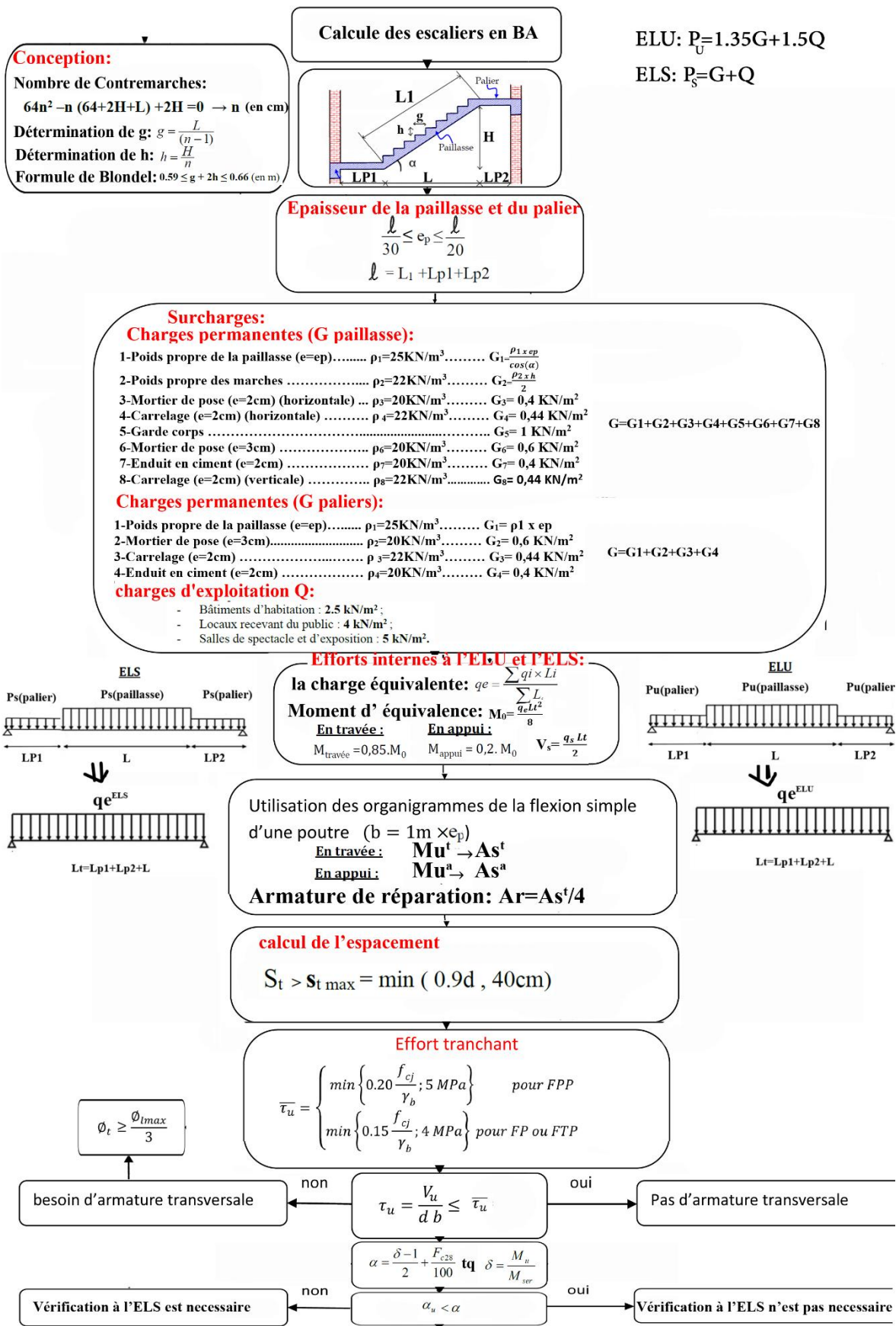
Annexe 11

Organigramme de calcul des balcons



Annexe 12

Organigramme de calcul des escaliers

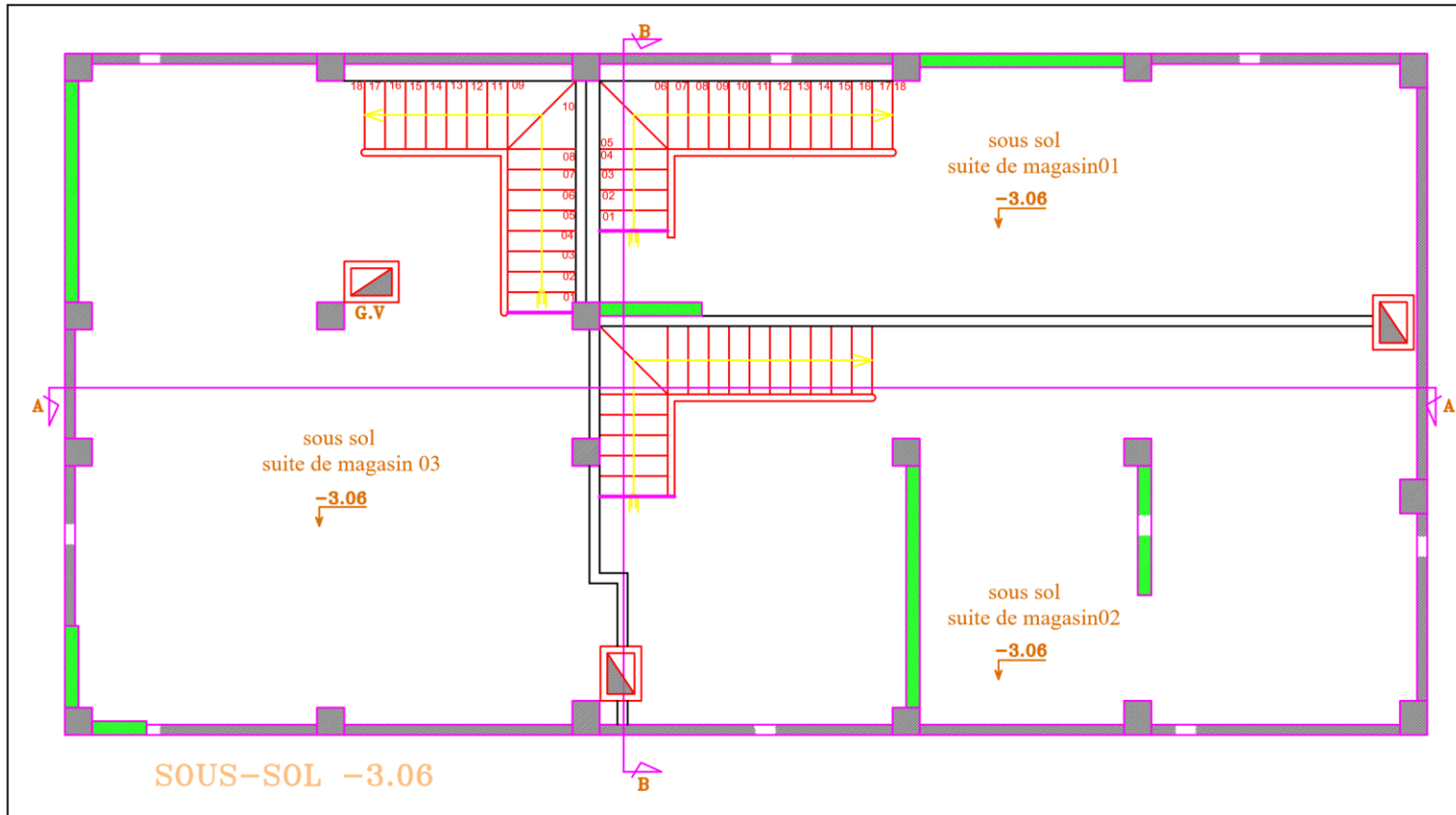


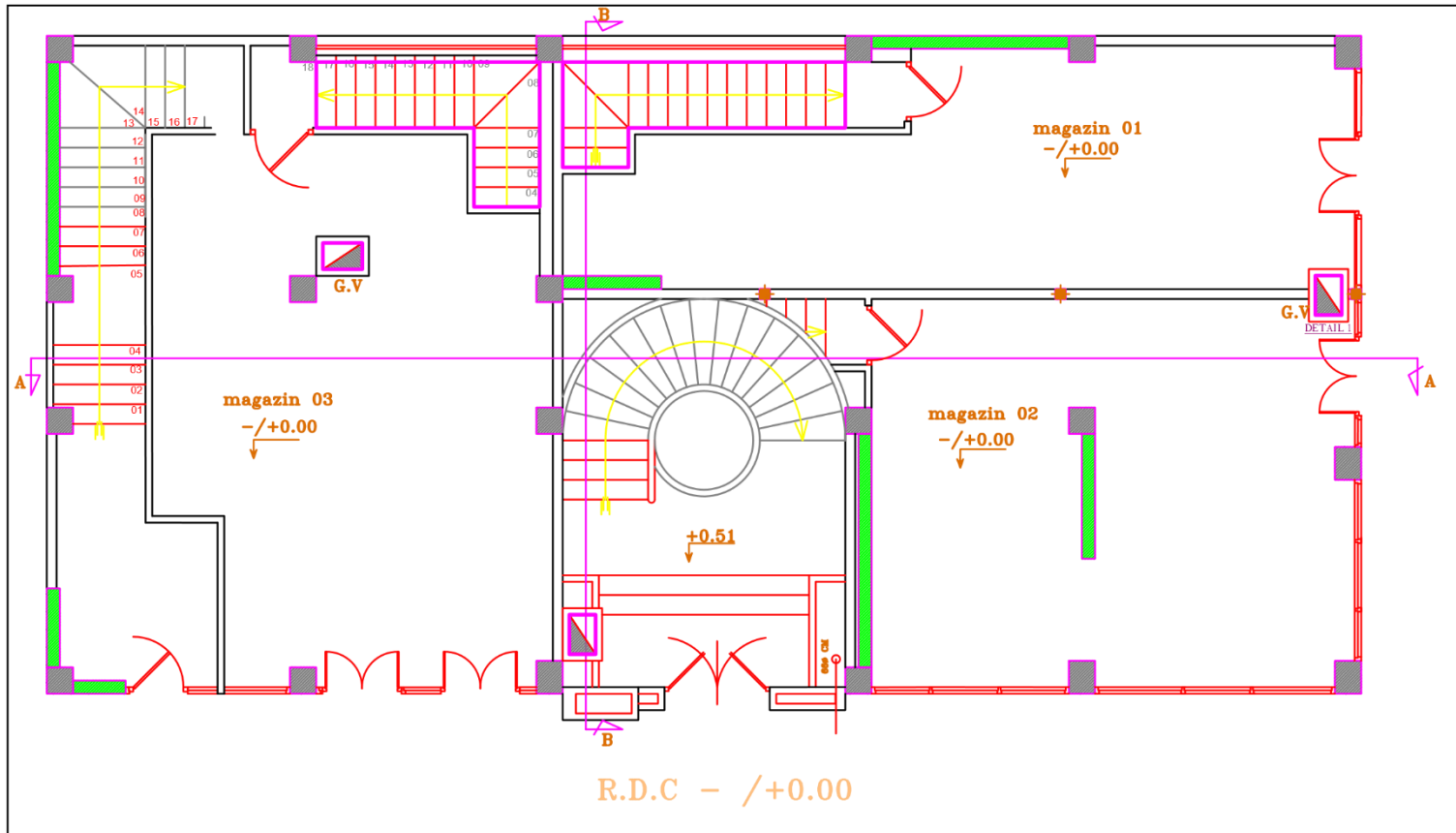
Annexe 13

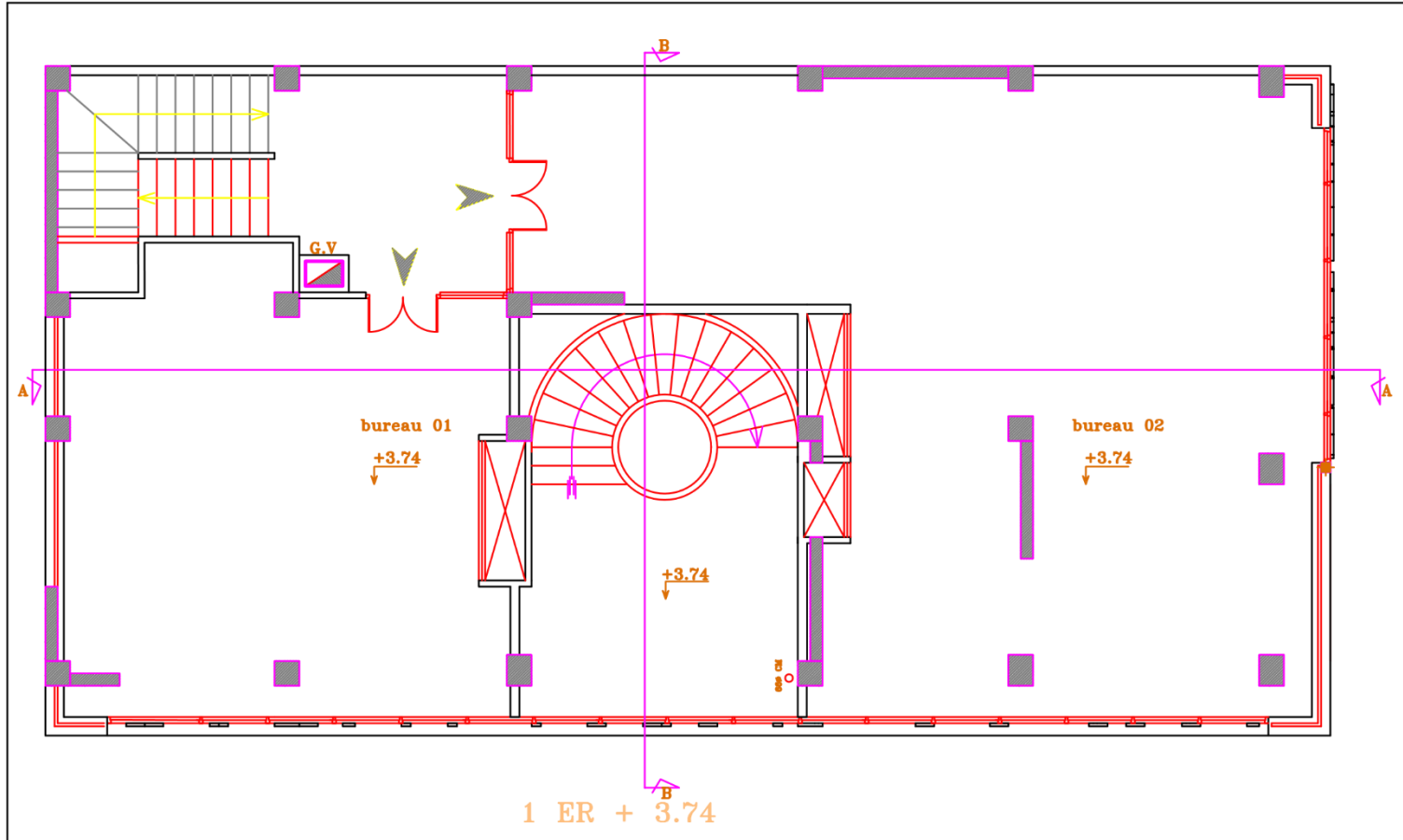
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

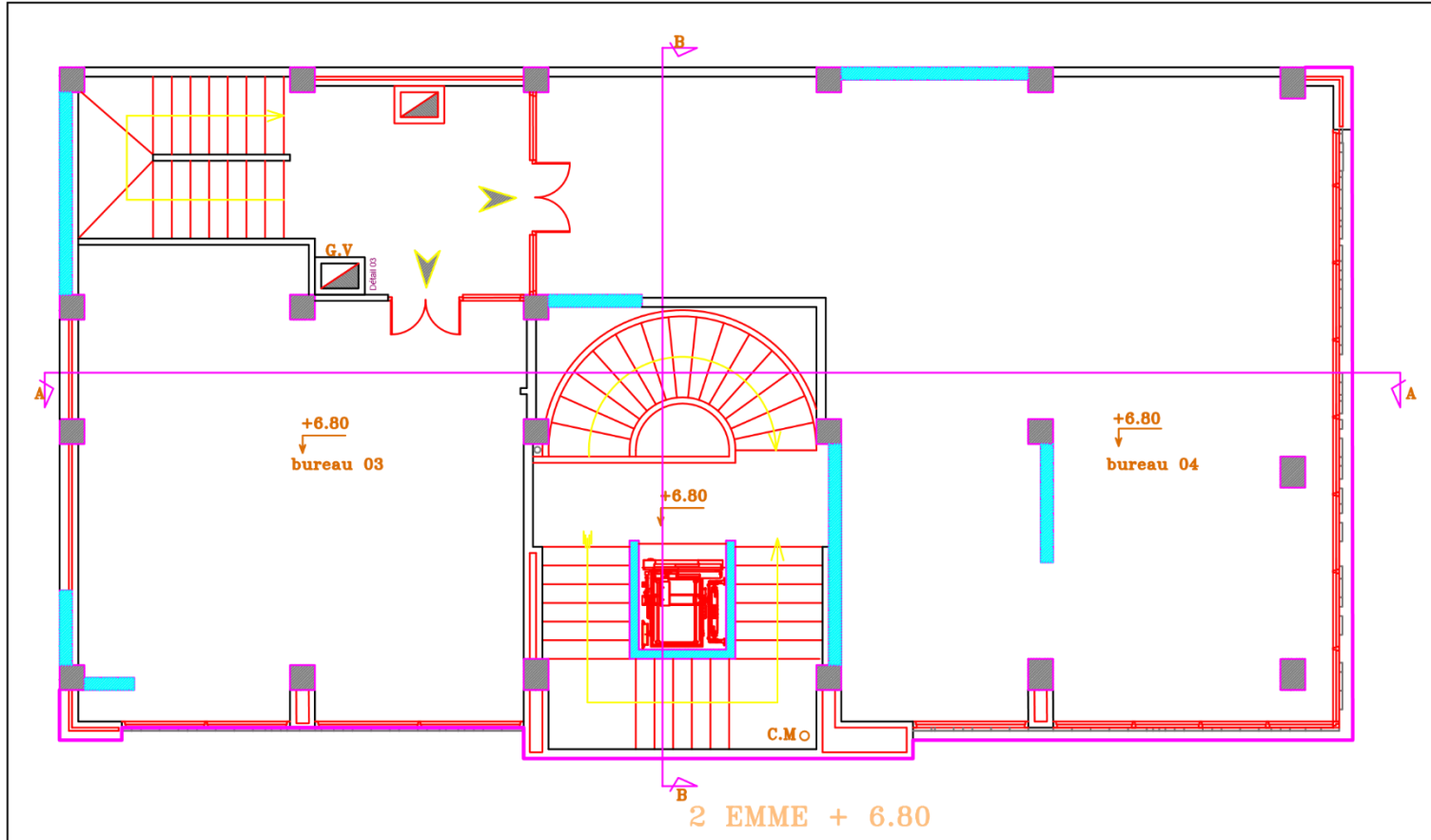
$\frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0648	0,4320	0,0743	0,5817
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

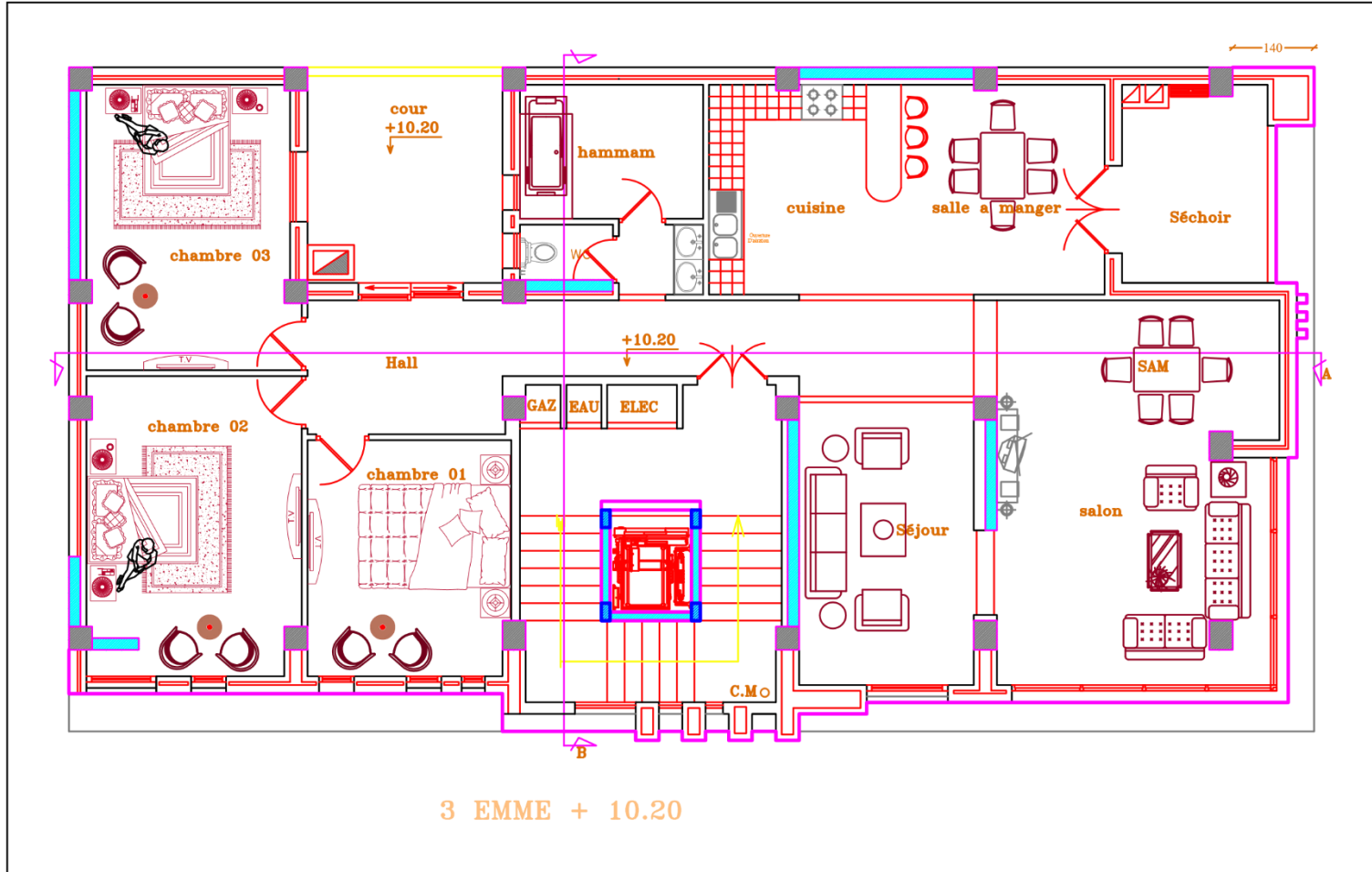
PLANS
ARCHITECTURAUX



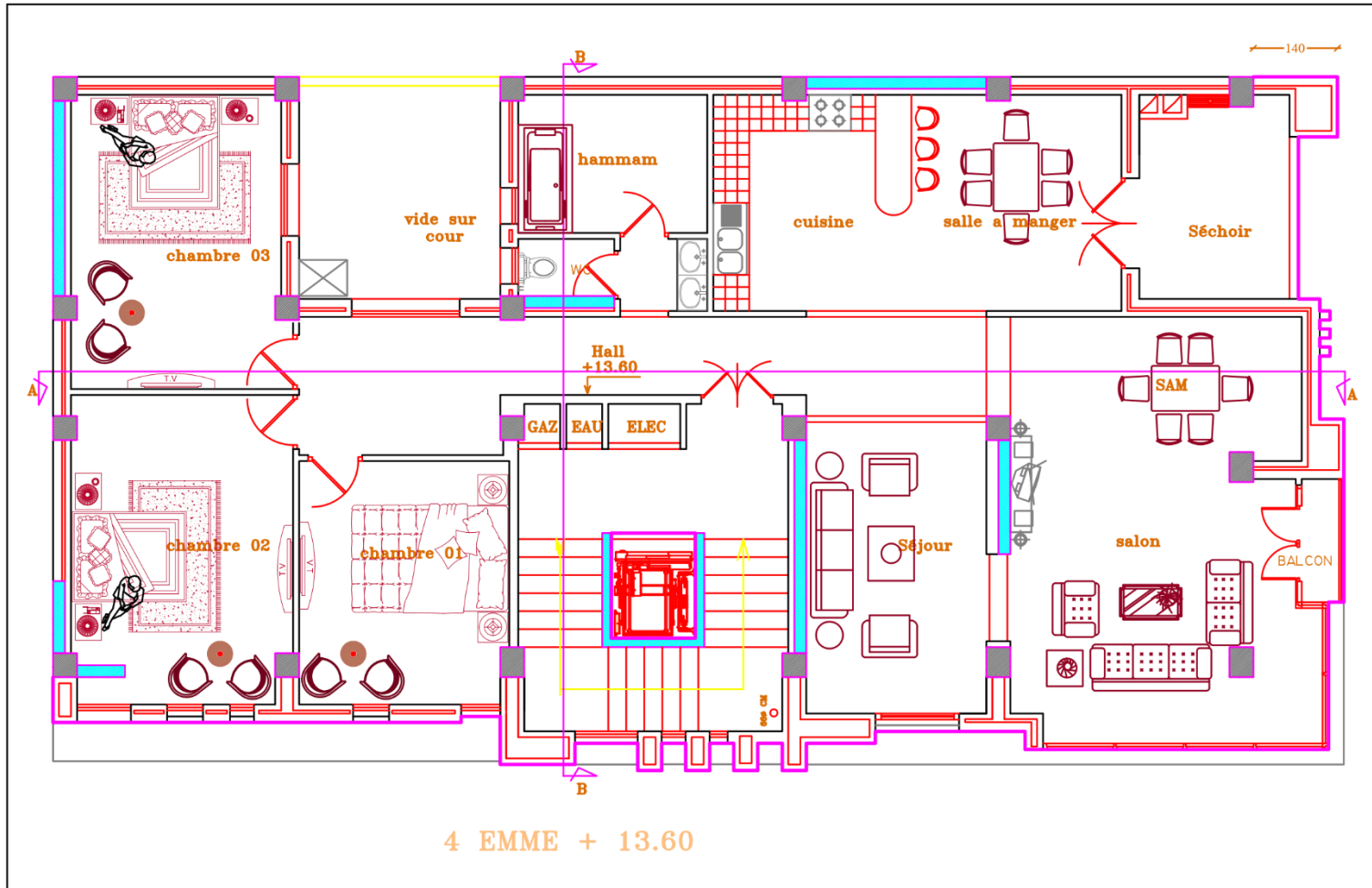


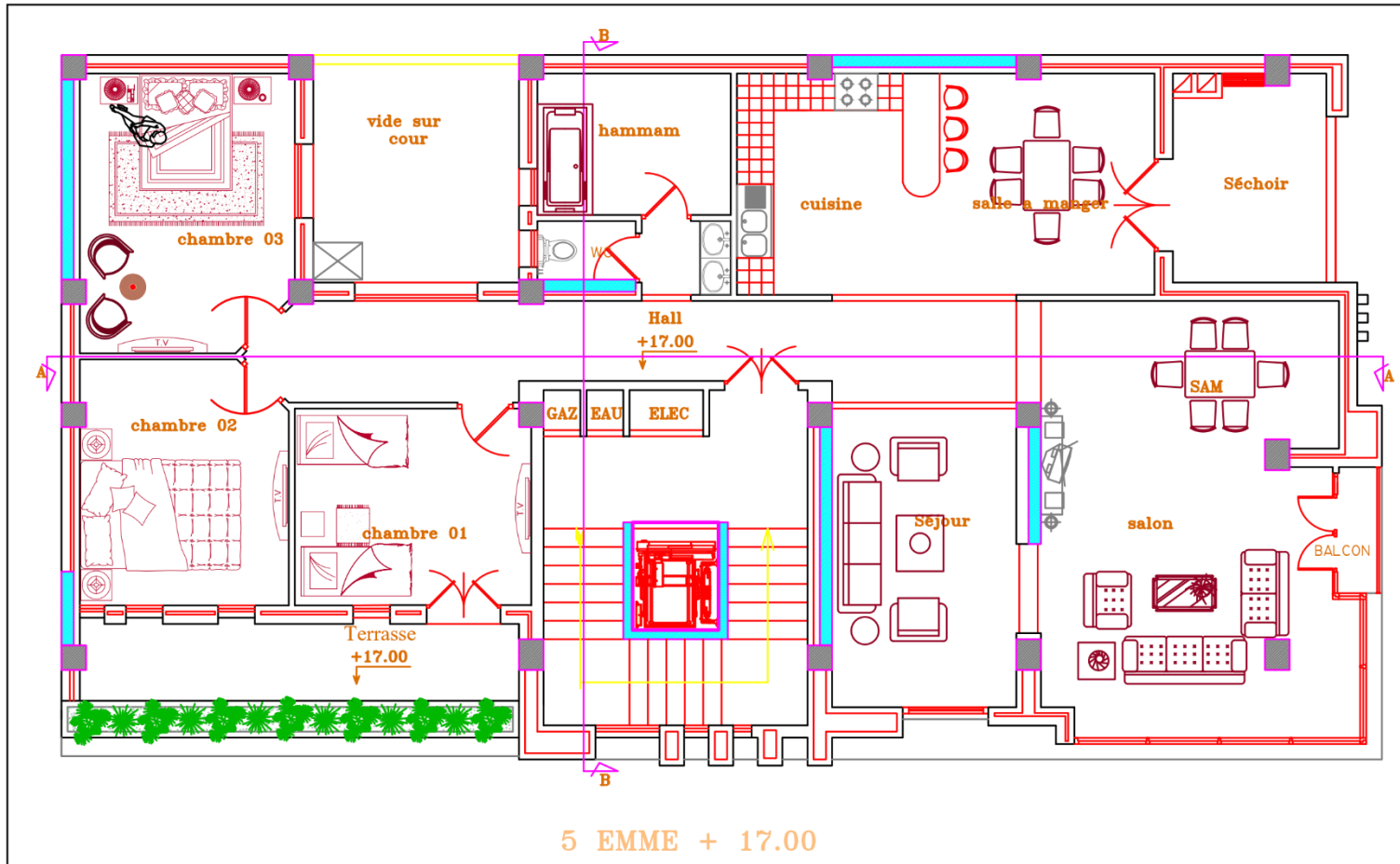


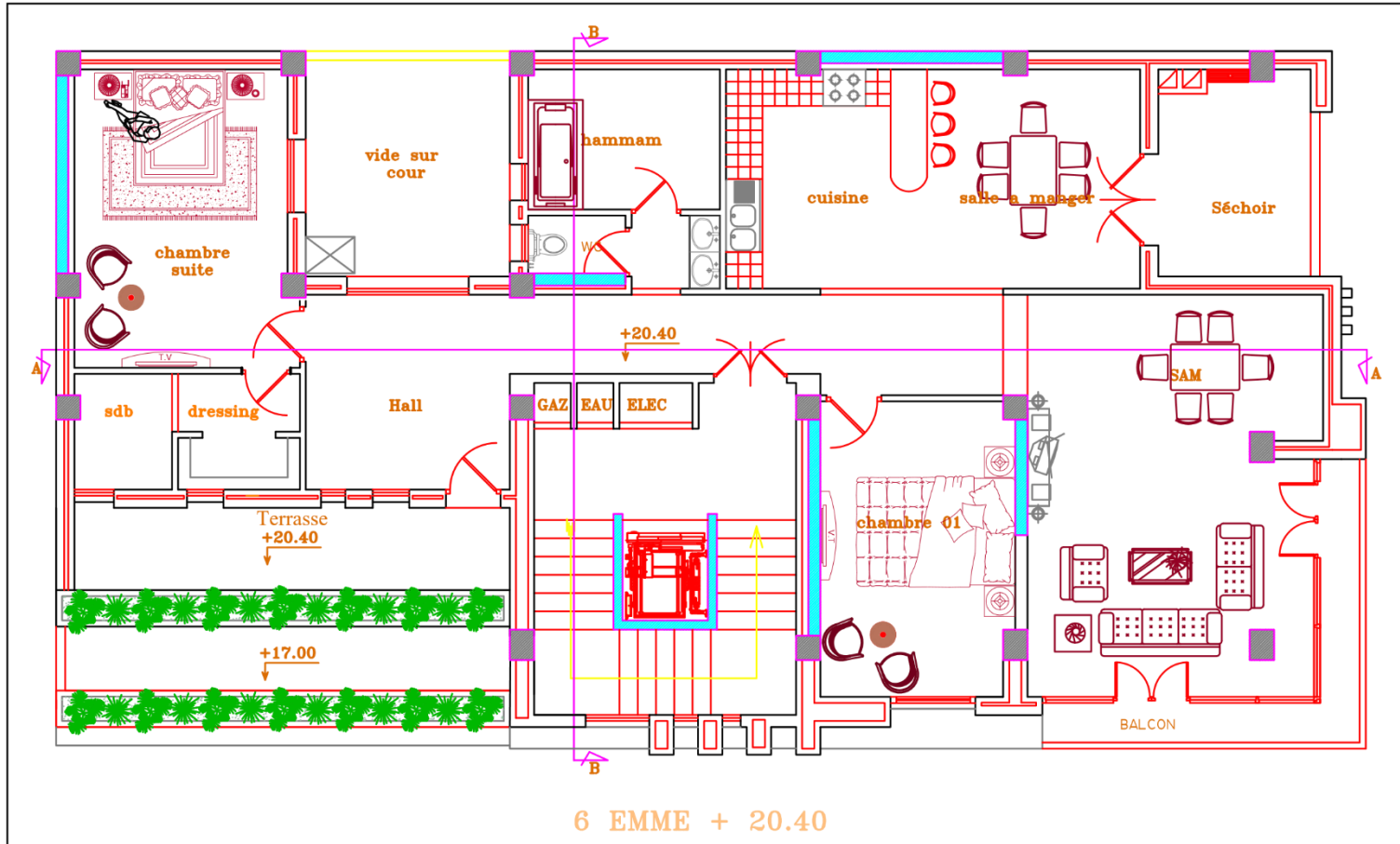




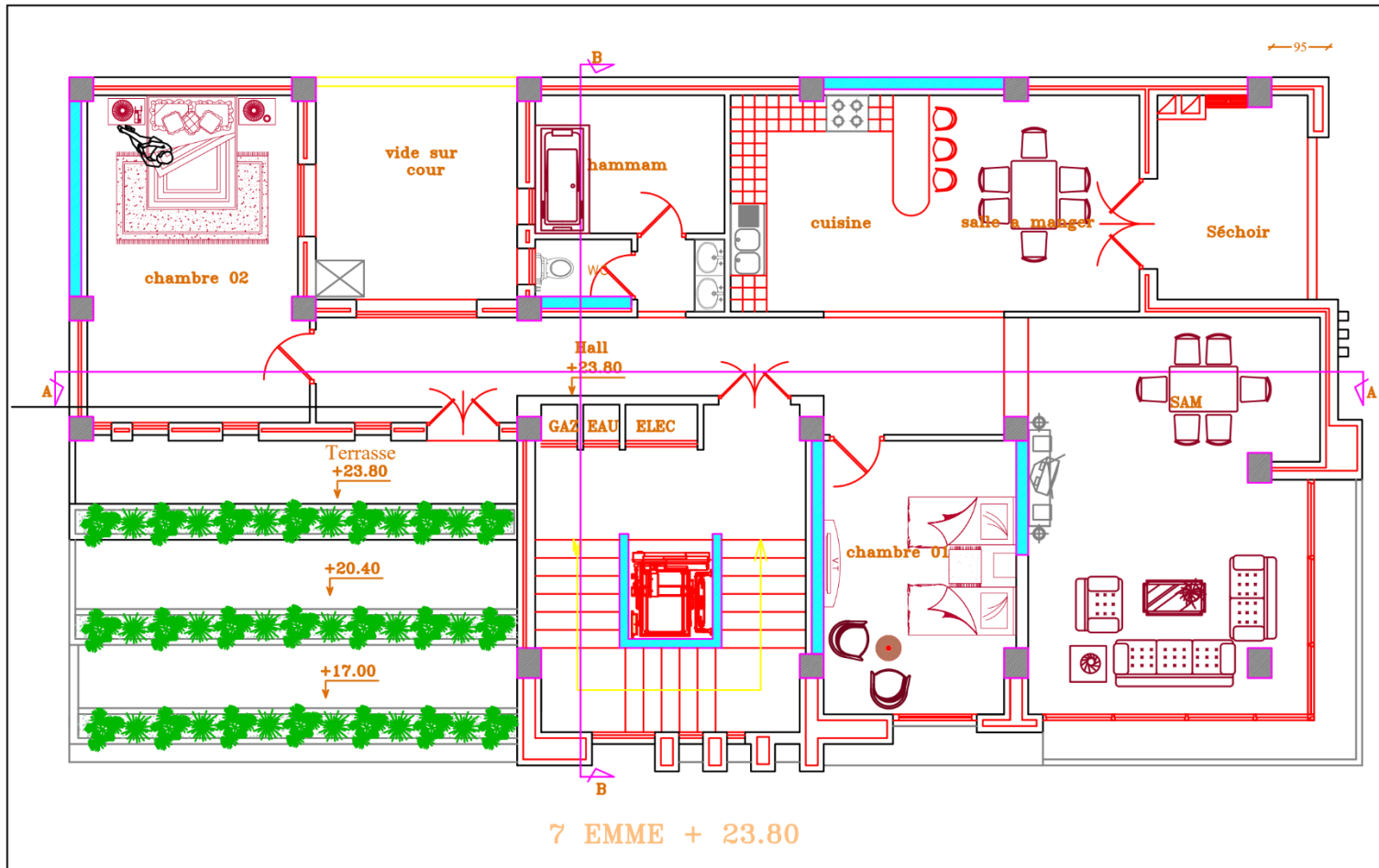
3 EMME + 10.20

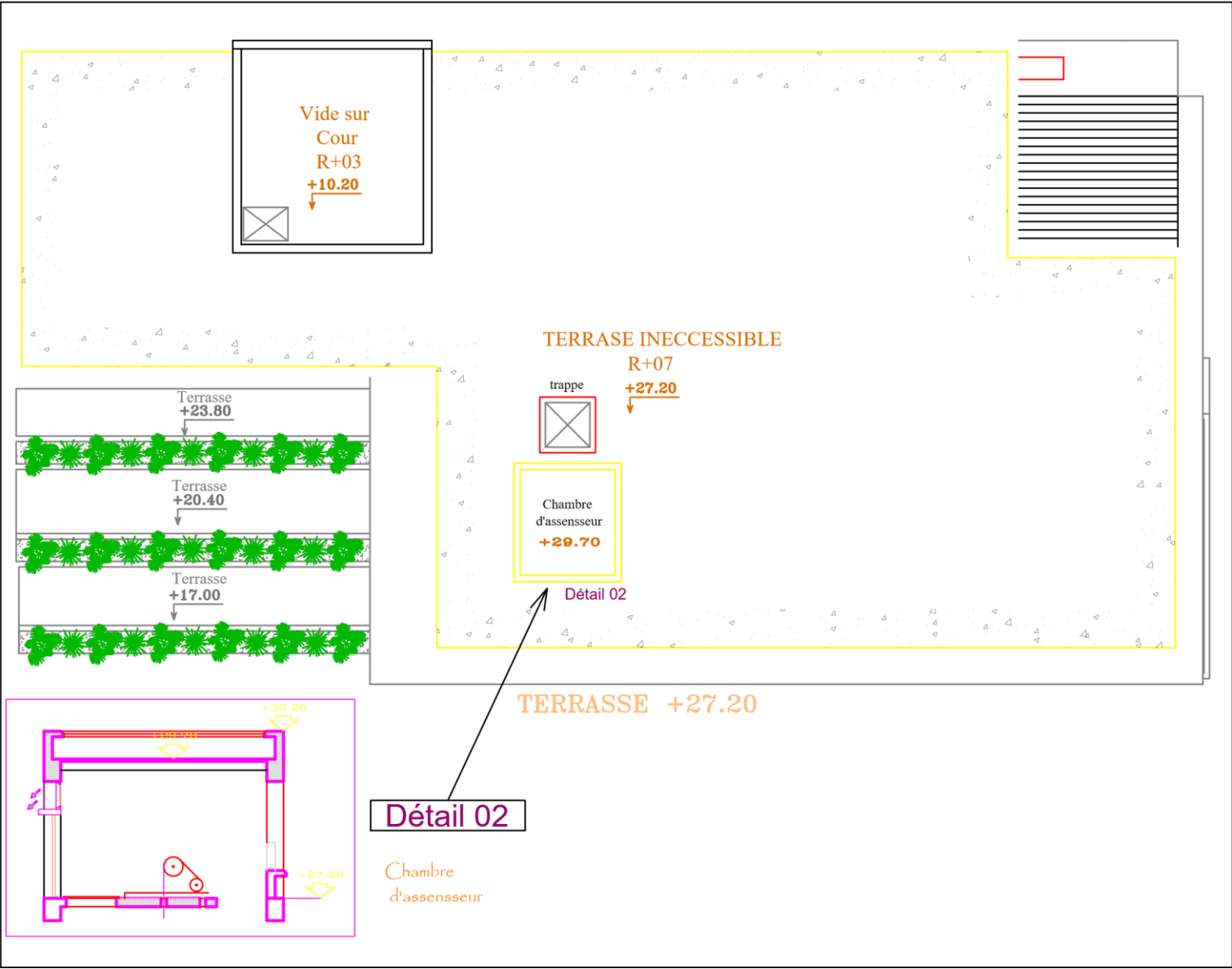






6 EMME + 20.40

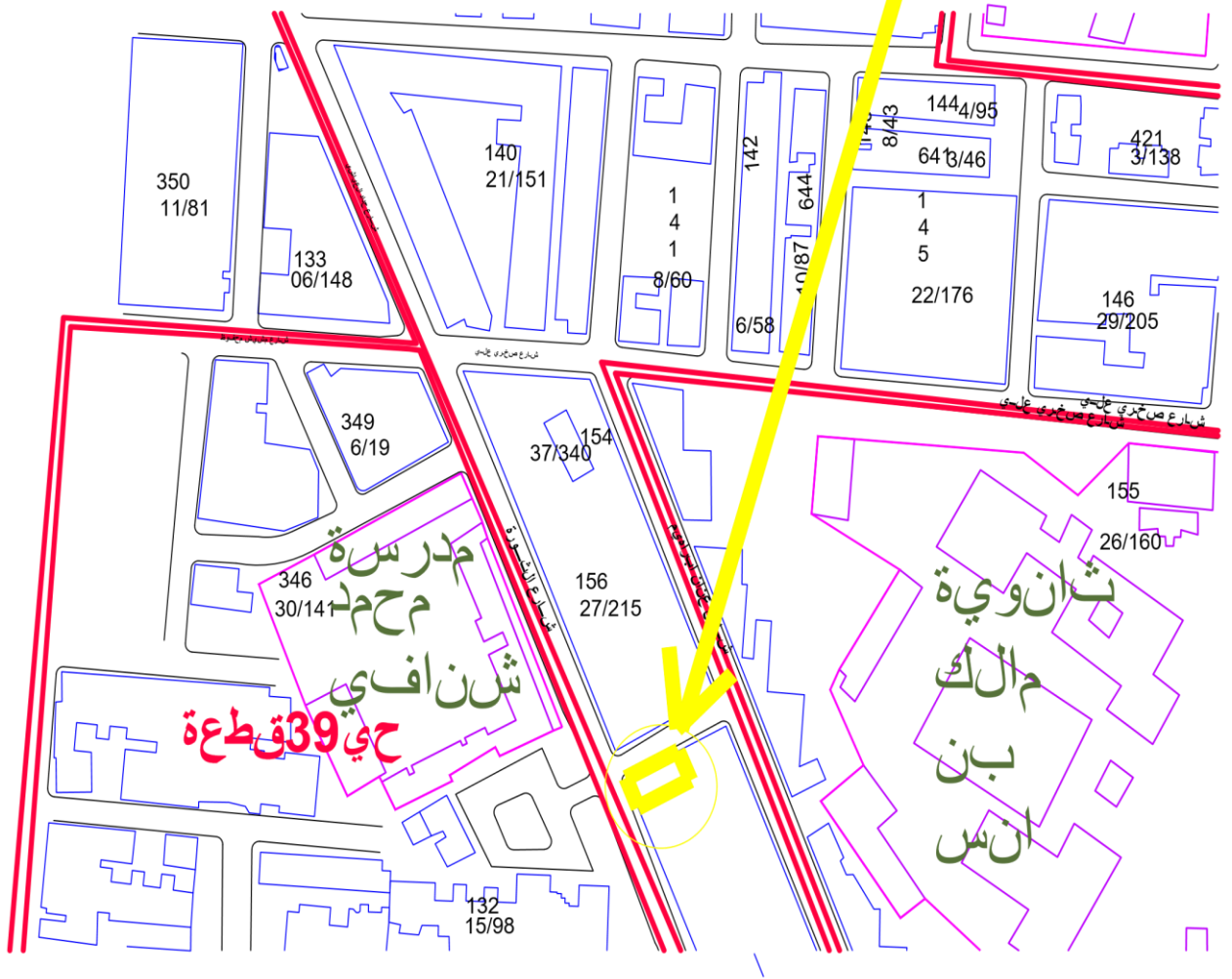




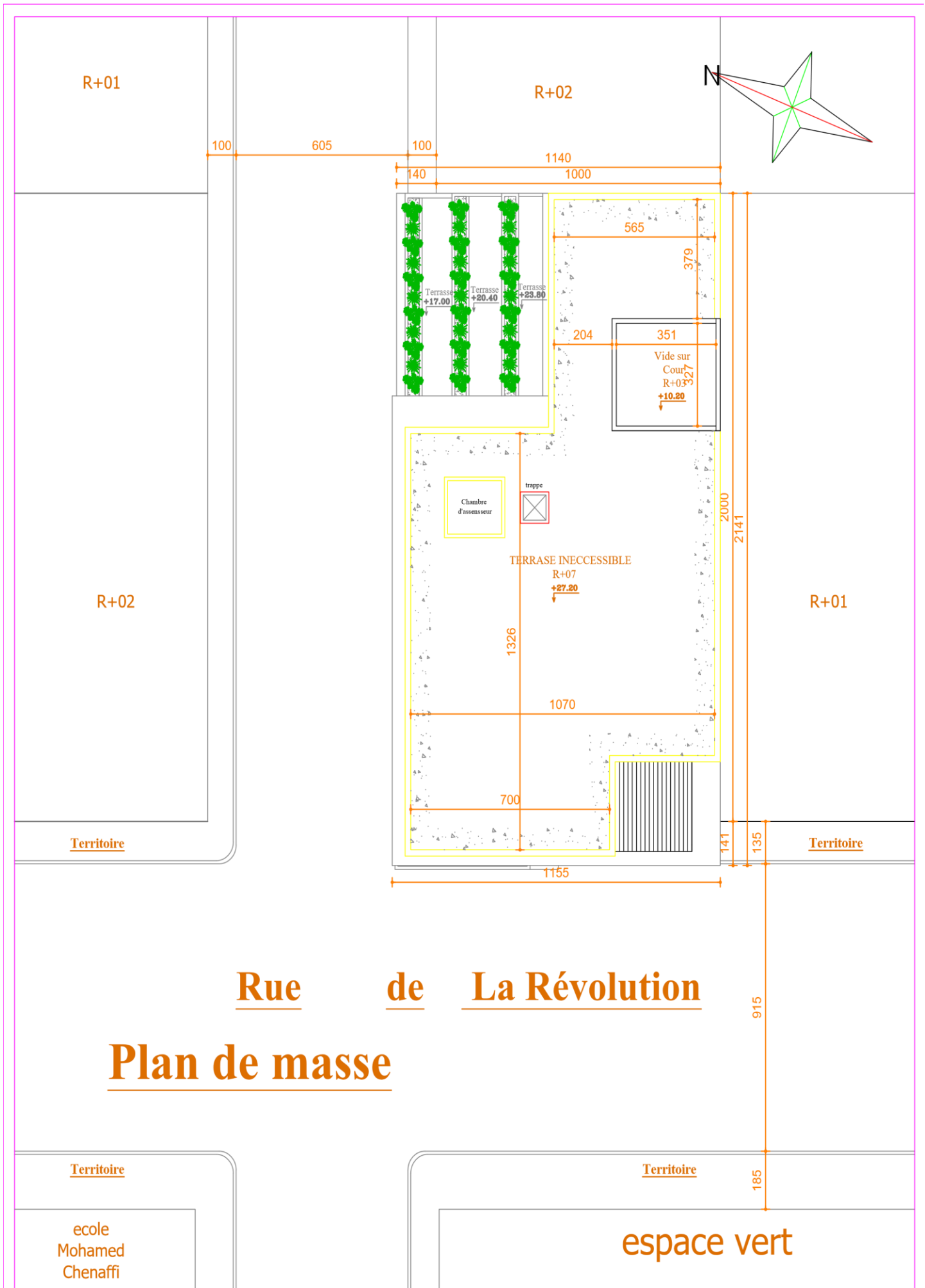




PROJET

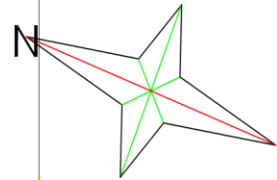


Plan de situation



R+01

R+02



100 605 100 1140 1000

140 565 379 204 351
Terrasse +17.00 Terrasse +20.40 Terrasse +23.80
Vide sur Cour R+03 +10.20

Chambre d'ascenseur trappe
TERRASSE INACCESSIBLE R+07 +27.20
1326 1070 700 2000 2141 141 135 1155

R+02

R+01

Territoire

Territoire

Rue de La Révolution

Plan de masse

Territoire

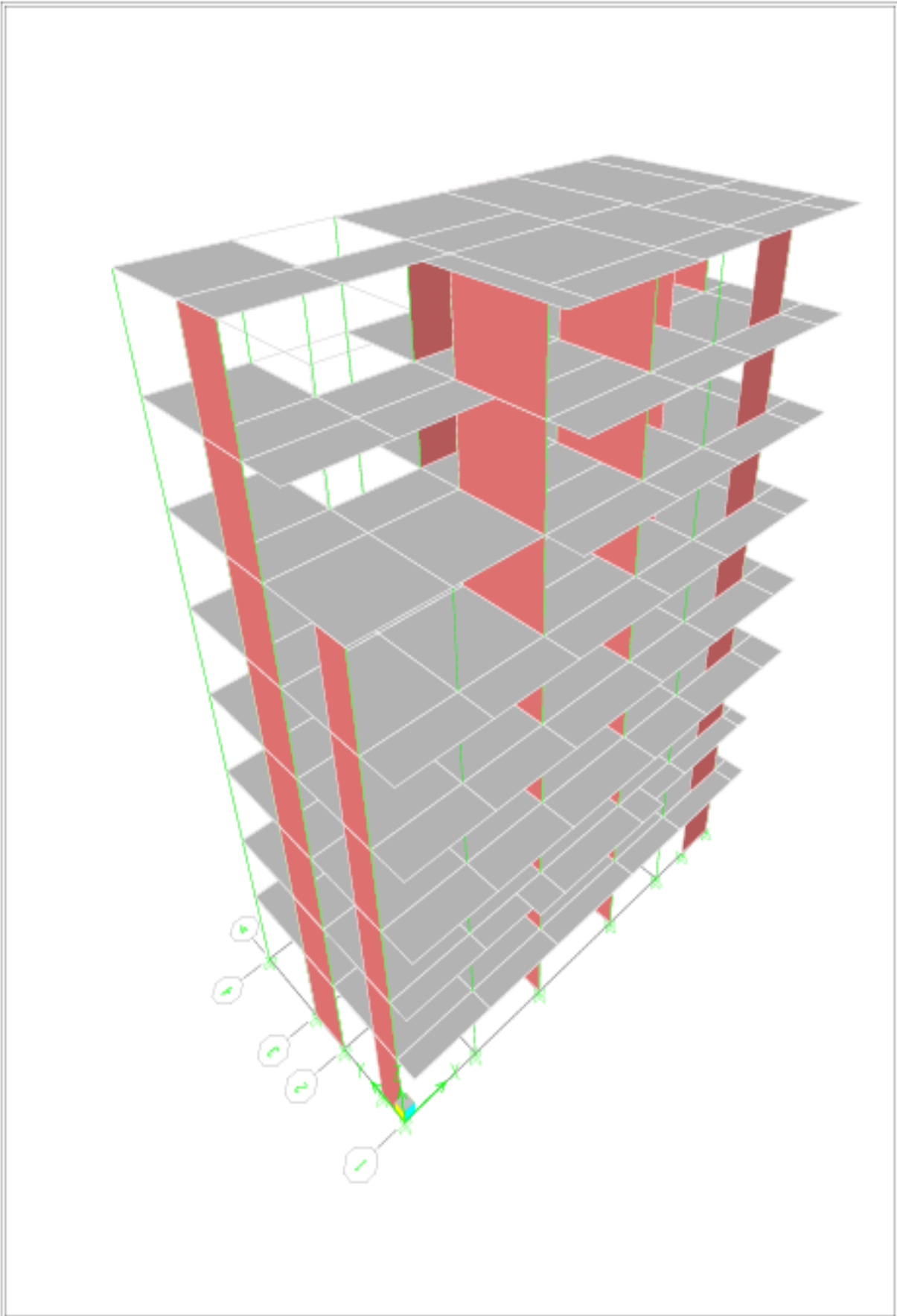
Territoire

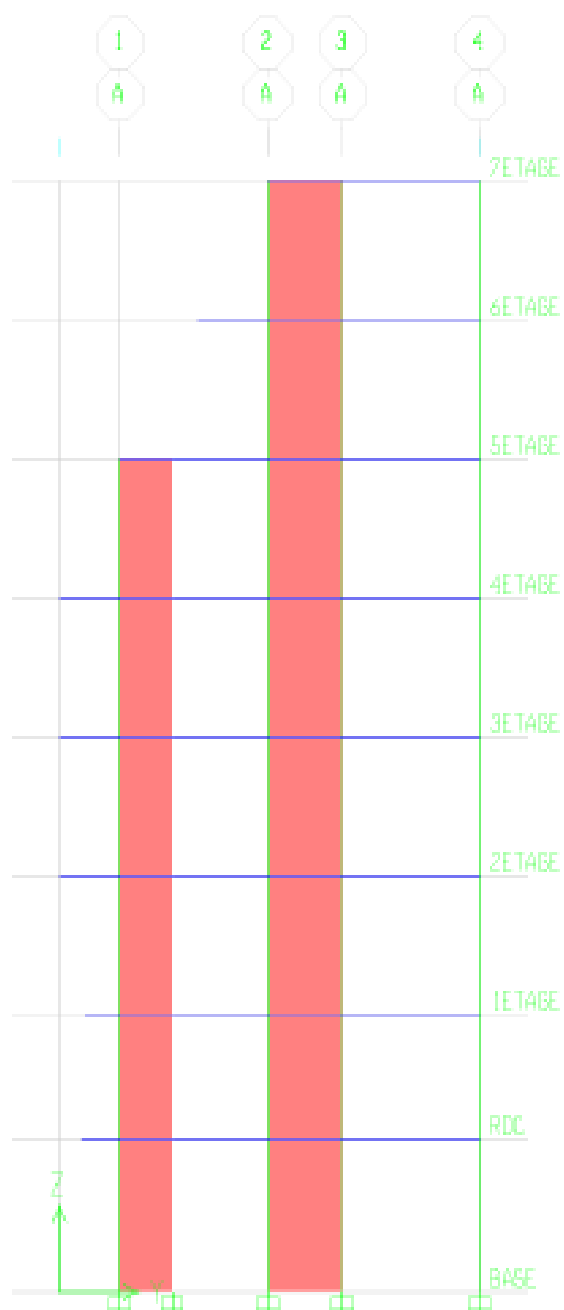
ecole Mohamed Chenaffi

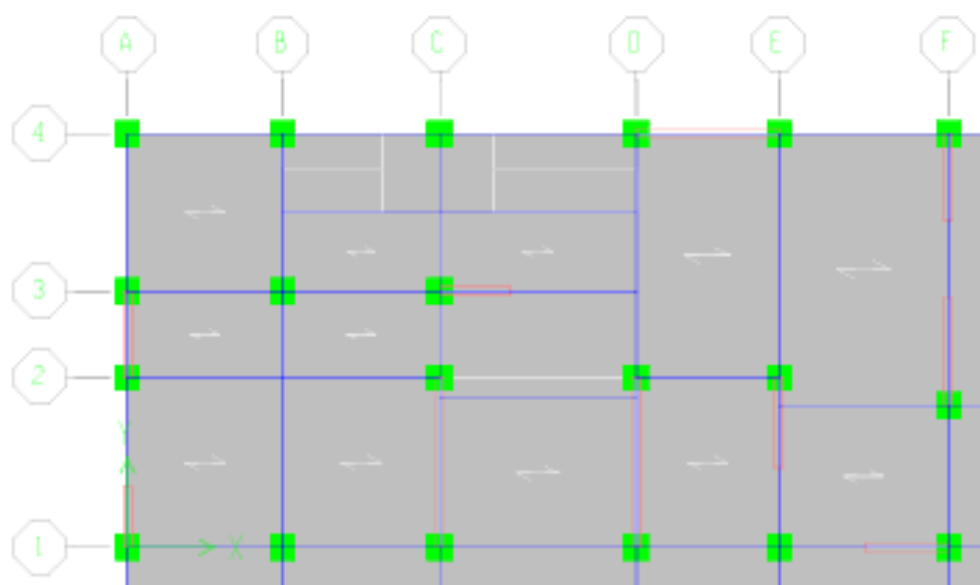
espace vert

915 185

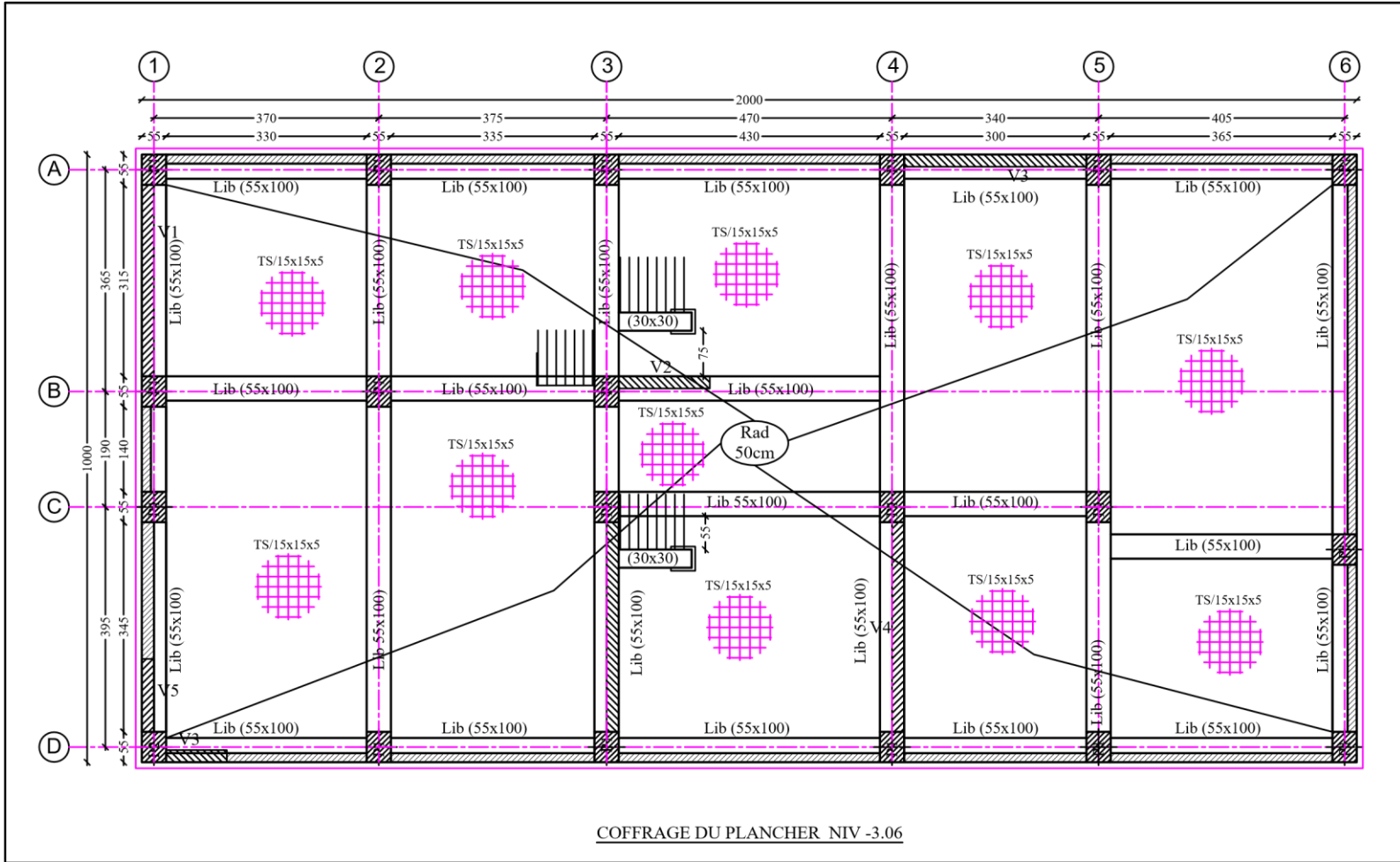
**MODÉLISATION
(ETABS)**

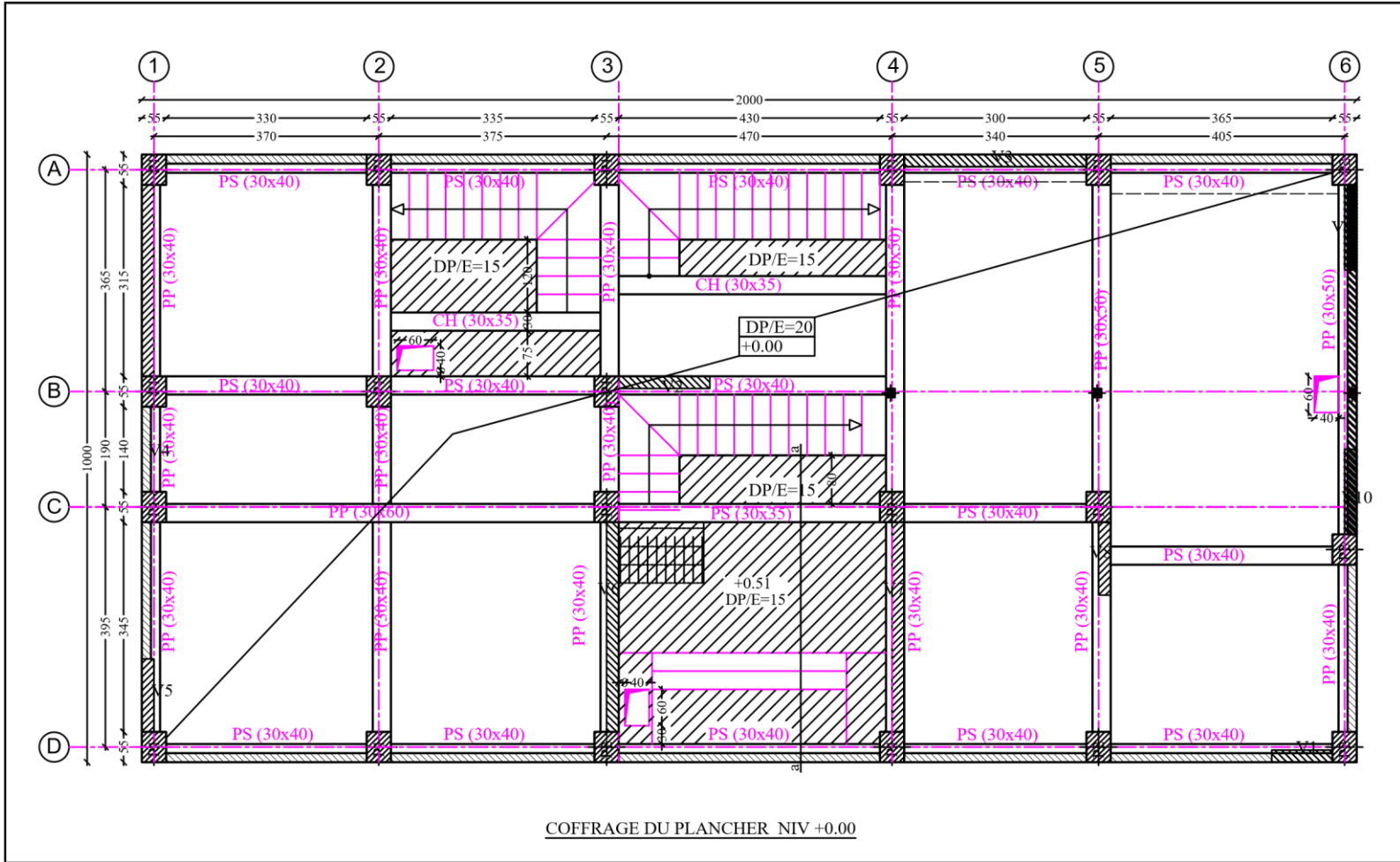


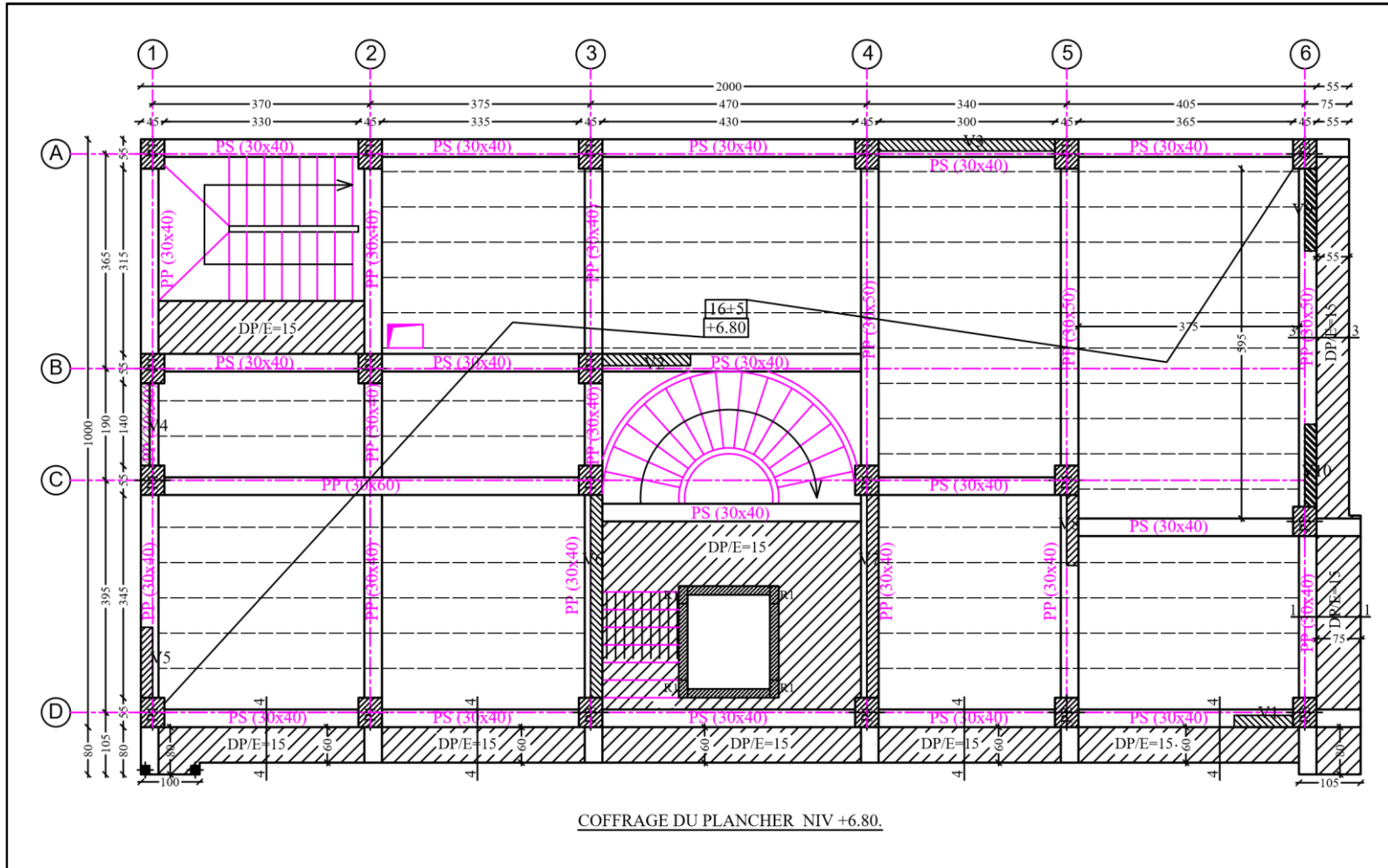




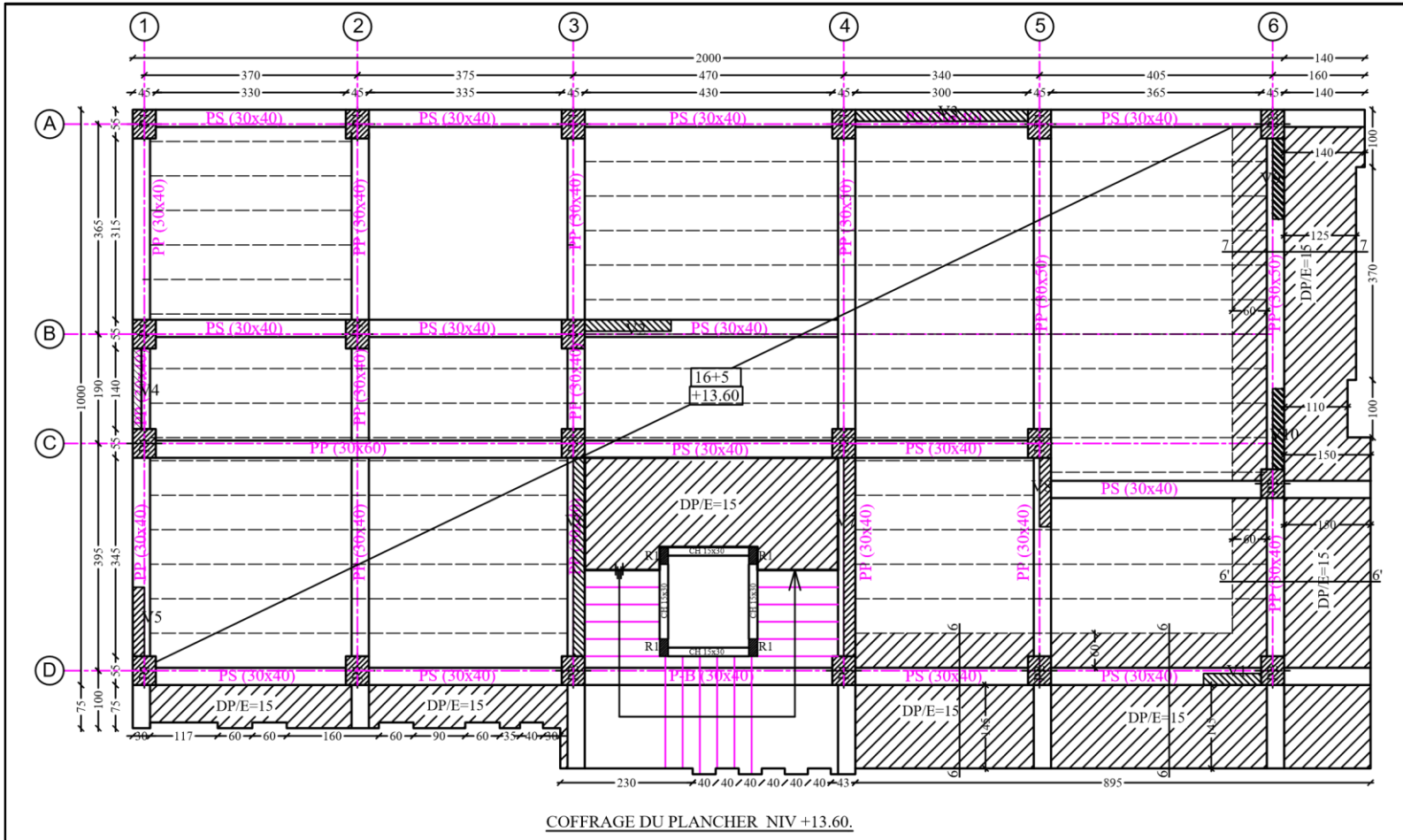
**PLANS DE
GÉNIE CIVIL**

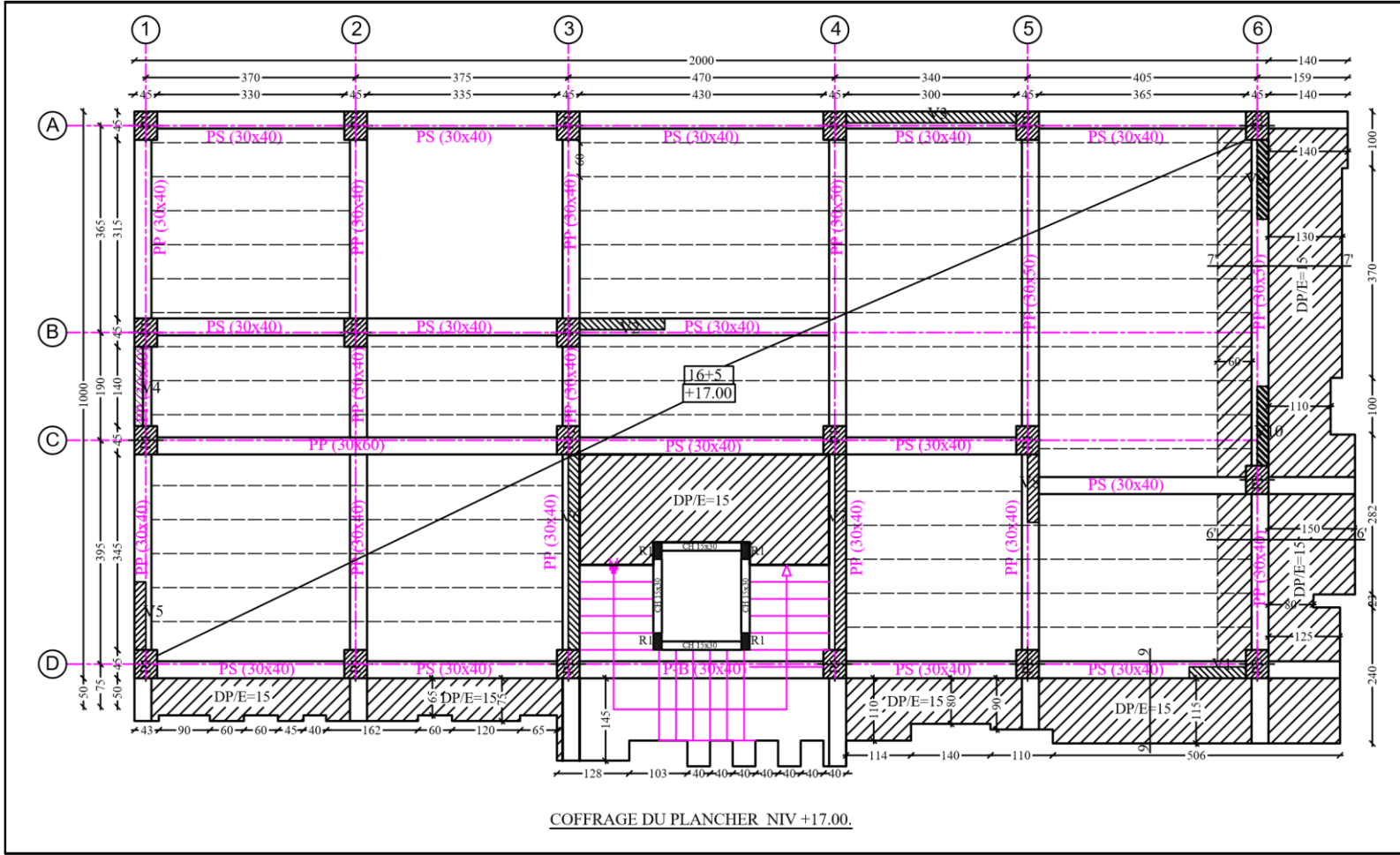




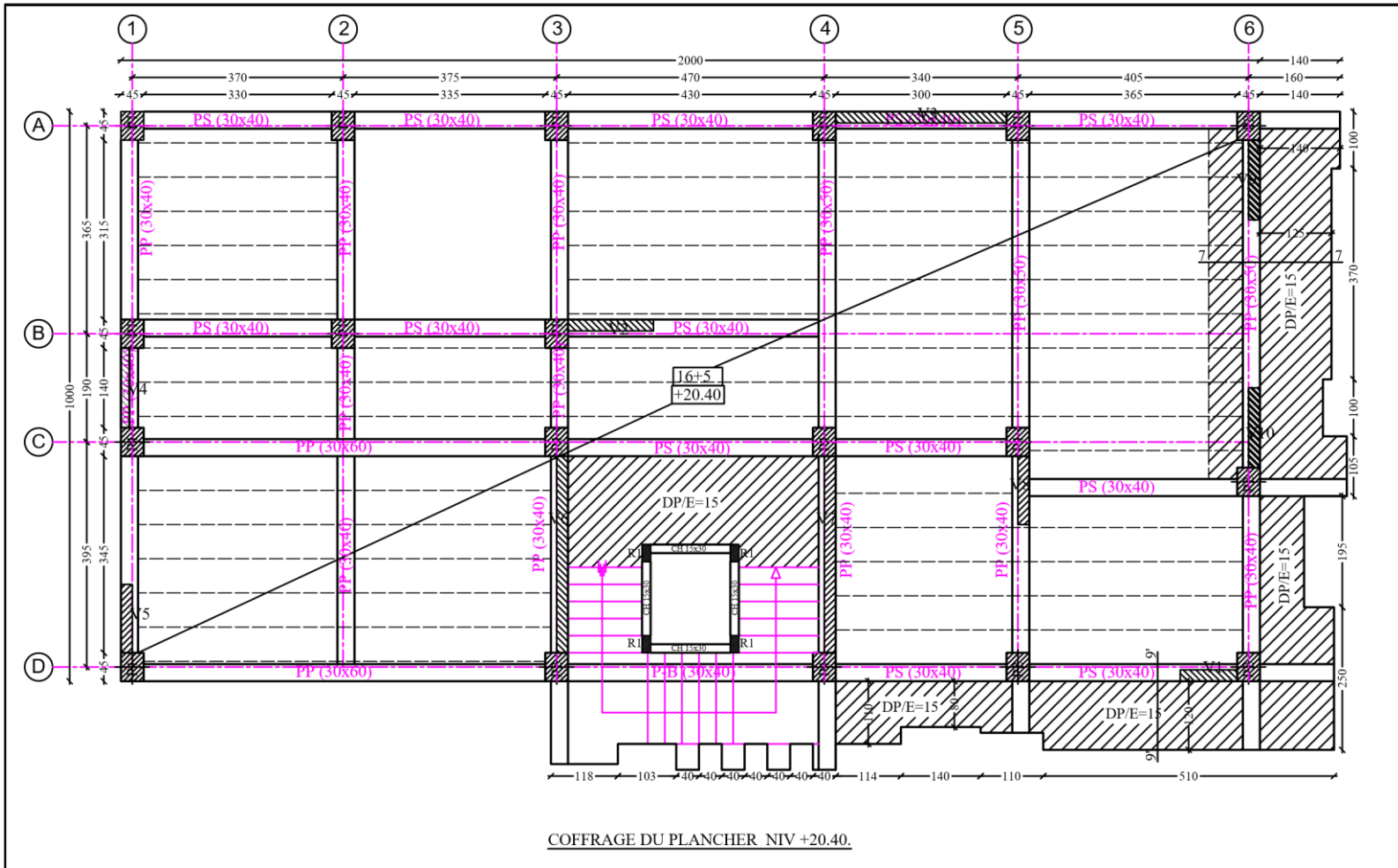


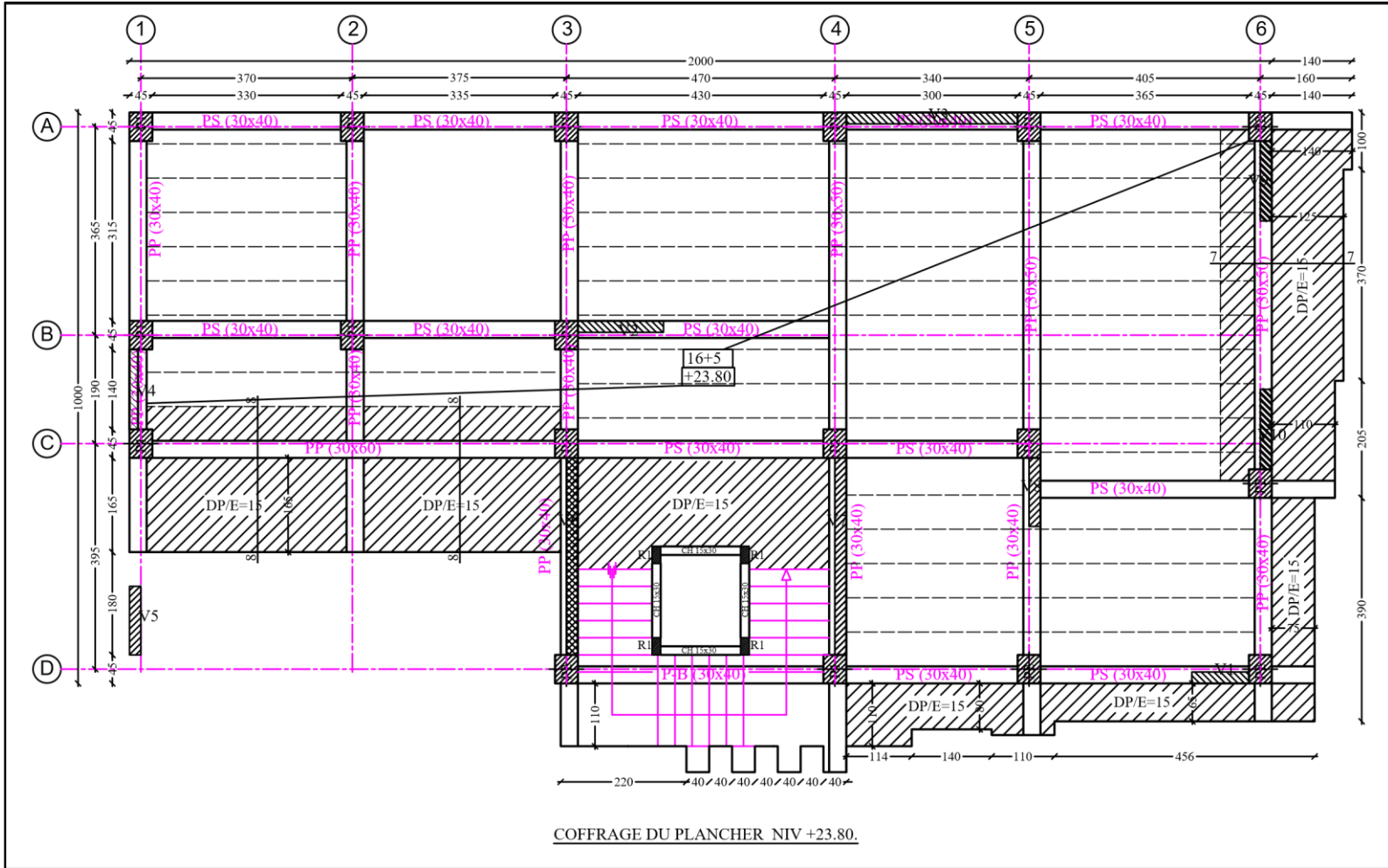
COFFRAGE DU PLANCHER NIV +6.80.

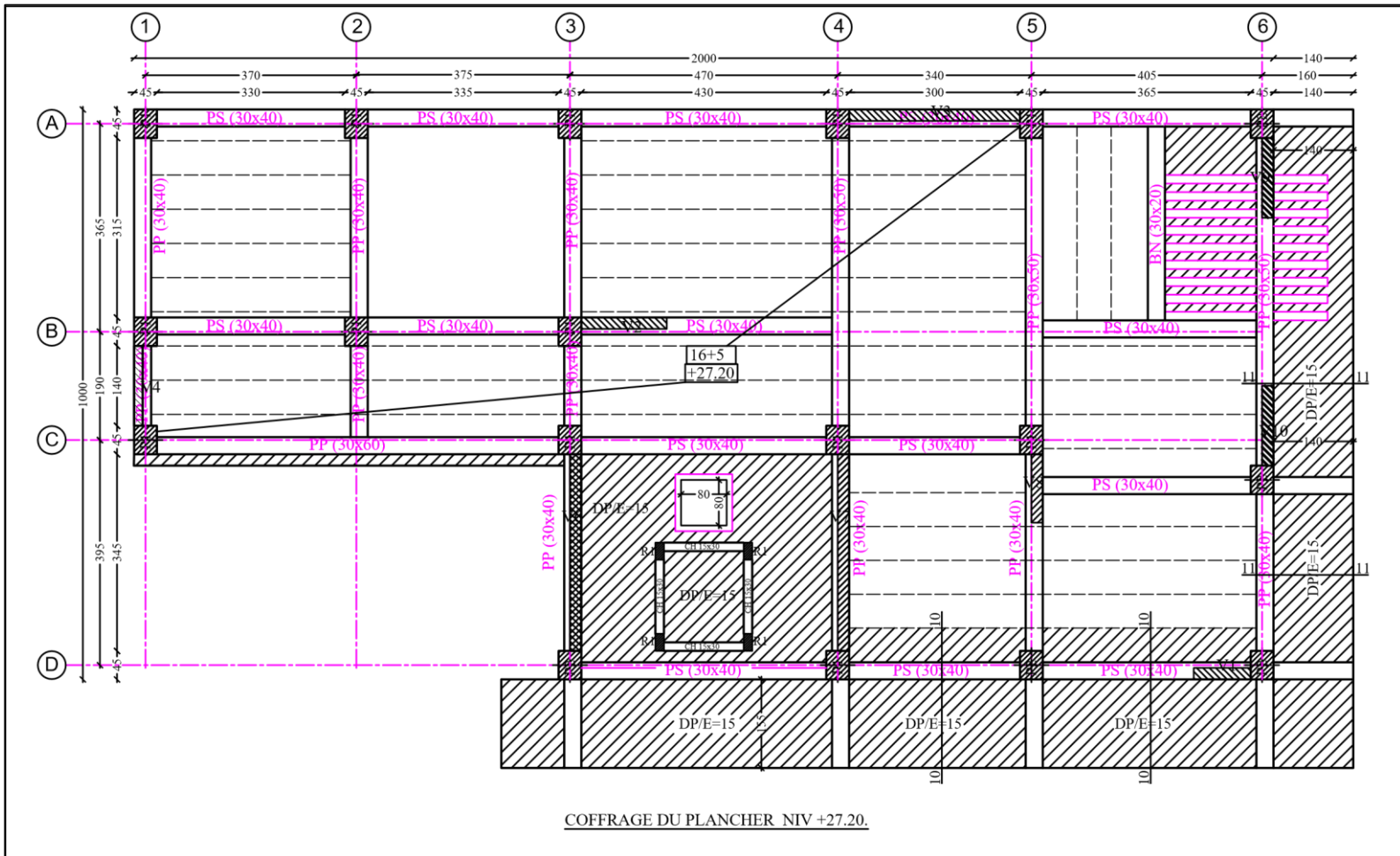




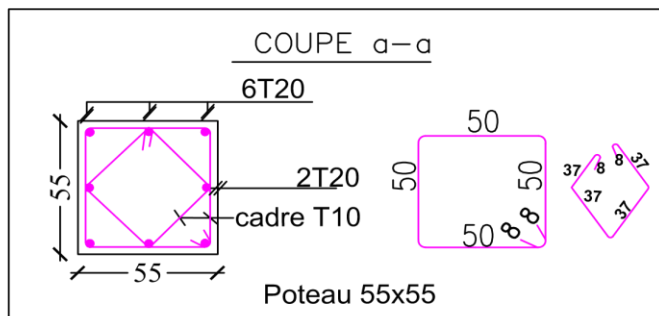
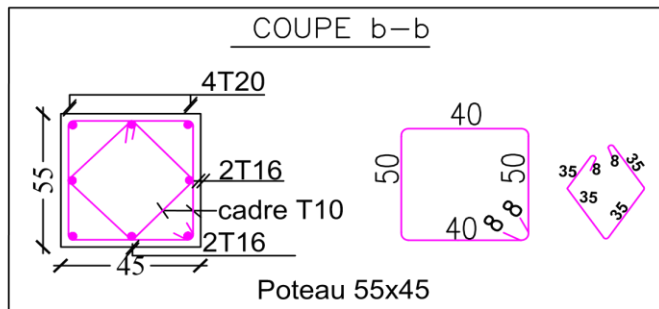
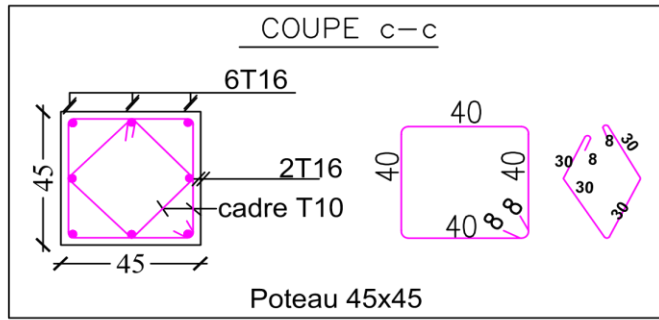
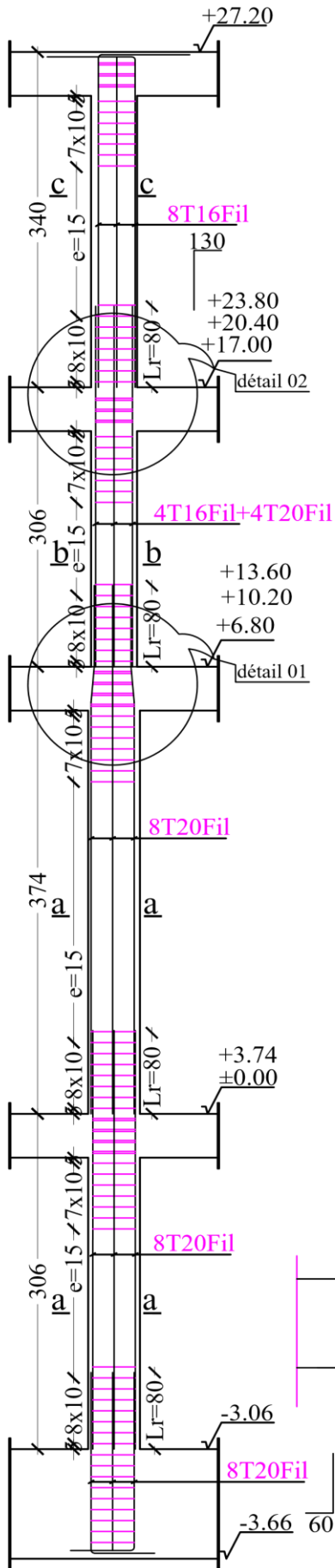
COFFRAGE DU PLANCHER NIV +17.00.





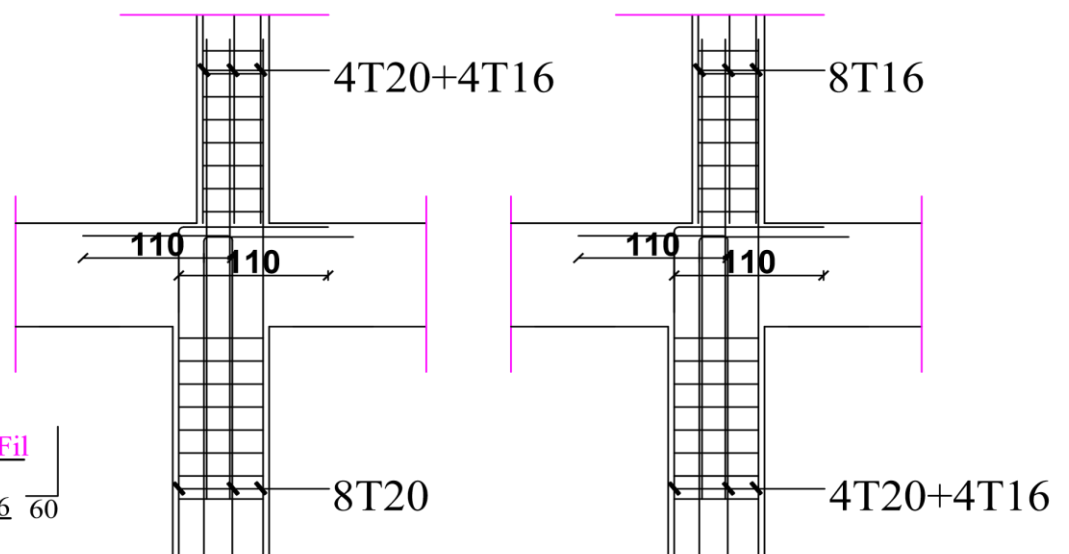


FERR POTEAUX

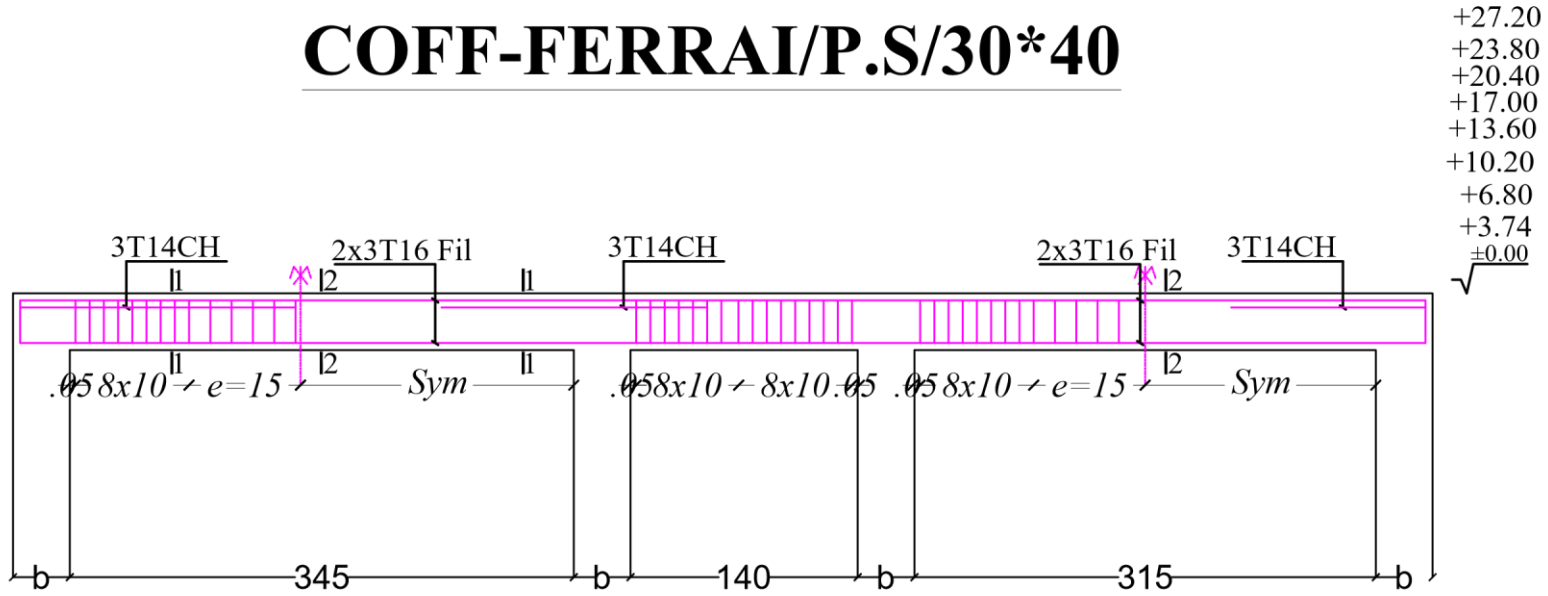


Détail 01

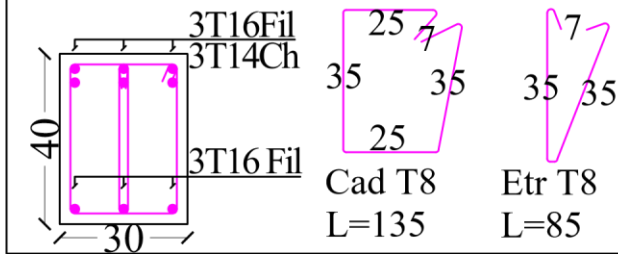
Détail 02



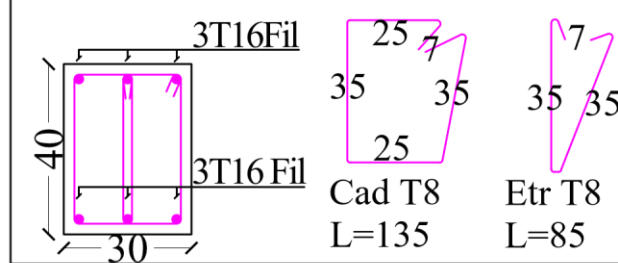
COFF-FERRAI/P.S/30*40



Coupe en appui 1-1



Coupe en travée 2-2



COFF-FERRAI/P.P/(30*50)-(30*40)

