



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 Professeur de l'Enseignement
Secondaire en Technique

Thème:

**Étude d'une 40 logements LPA aux niveaux (1,2,3,4,5) +08 Logements
promotionnels libres en RDC + salle de sport et parking au sous-sol.
El Eulma WILAYA DE SETIF**

Présenté par : Nouis Soumia
Helaili Chaima
Hafsaoui Meriem

Encadrant(e) : Fortas Lahcene

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	University	Role
Boufeloussa Abdelfatah	M.C.B	ENSET- Skikda	président
Fortas Lahcene	M.A.B	ENSET-Skikda	Encadrant
Bousbia Badreddine	M.C.B	ENSET- Skikda	Examination

Année Universitaire :2024/2025

Remerciements

- ✧ *Nous tenons tout d'abord à remercier sincèrement Allah, qui nous a donné la santé et la force nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.*
- ✧ *Nous exprimons notre profonde gratitude à nos familles, pour leur soutien constant et leurs sacrifices tout au long de notre parcours universitaire.*
- ✧ *Nous remercions chaleureusement notre encadreur, Monsieur Fortas Lahcene, pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son accompagnement tout au long de ce travail.*
- ✧ *Nous adressons également nos remerciements à Monsieur Salih Rahmouni, chef de département, pour son soutien et ses encouragements.*
- ✧ *Nos remerciements vont aussi aux membres du jury, pour le temps consacré à l'évaluation de notre mémoire.*
- ✧ *Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

الإهداء

"لحمد لله الذي ينعمته ثمّ الصلوات"

له الحمد في الأولى والأخرة وله الحمد إذا رضي وله الحمد بعد الرضا لي من وهبني أكثر مما تمنيت لي من كانت رحمته أوسع لك الحمد يا بني على ما مضى وما أنا فيه وما هو آتٍ.

لي والديّ الغائبين أُمِّي وأبِي نبع عطائي وأصل ثباتي لي من علماني أن لا شيء مستحيد أمام الإِروادة فكل فرأعيشه اليوم إلى أخواتي الحبيبات رفيقات الطفولة وصديقات الضحكة لكنّ مني محبة لا تزول وامتنان لا يختصر.

لي زملائي وصديقاتي الغاليات من تقاسمت معهن لحظات السهر والضحك والدراسة.

لي أستاذي اللطيف "فرطاس لحسن" كنت لي أكثر من معلم راقيا في تعامله وموجها هادئا في كل مراحل العمل فلك مني كل الشكر والتقدير.

لي جميع أستاذتي وكل من عرفتني بهم المدرسة العليا لكم مني كل الحب. "شميّة"

الاهلراء

إلى من كانا دائماً مصدر الأمان والسكينة...

إلى أمي الحبيبة وأبي العزيز، بفضل دعمهما غير المشروط، وتضحياتهما الصامتة، وصلت إلى ما أنا عليه اليوم. أسأل الله أن يبارك في عمريهما ويحفظهما من كل سوء.

إلى إخوتي وأخواتي الأعتاء، وكل أفراد أسرتي الكريمة، وبالأخص سيف الدين، الذي كان سنداً لي في أوقات التحدي، فله مني كل الشكر والتقدير.

إلى أصدقائي وزملائي في دفعة 2025/2024، الذين شاركوني الرحلة، بأفراحها وصعوباتها، وبقينا يداً واحدة رغم كل الظروف.

إلى جميع أساتذتي، من المراحل الأولى إلى التعليم العاللي...

وإلى أستاذي الفاضل ****فرطاس لحسن****، الذي لا تكفيني كلمات الشكر في حقه. لقد فتح لي أبواب الفهم، وغيّر نظرتي للتخصص، فأحببته بفضلته، وأصبحت أعمل فيه بشغف وتمعن. كان دائماً النصيح، حاضرًا بعقله وقلبه... أستاذ مثله لا يُعوّض، شكرًا من القلب.

إلى كل من ساندني بصدق، وآمن بي في رحلتي، شكرًا لكم جميعًا من القلب.

مرّحم

الإهداء

الحمد لله على تمام النعمة وكمال الفضل و على التوفيق

أما بعد فإنني أهدي نجاحي هذا إلى من كانت دعواتهم زادا و محبتهم عزاء لي في أيامي الصعبة
أمي خفق قلبي و مهجته جزاك الله عني خير ما تجزى به الأم عن ولدها و جعل تعبك في ميزان
حسناتك

أبي الكريم من علمني أن للعلم غاية و أن الإيمان بالله يصنع المعجزات

إلى من كان حماه مخرجا لي من كل ضيق إلى داعمي الأول أخي أحمد

أختي مريم قدوتي و أستاذتي و رفيقتي الأولى في الحياة

أخي زكرياء منبع أمني و قرّة عيني

أساتذتي و شيخاتي و مشايخي من أناروا بفهمهم و علمهم طريقي فكانوا

صديقاتي و رفيقاتي من اجتمعت قلوبنا على محبة الله فكانوا عوننا لي على كل فلاح " خديجة ندى
سارة زينب "

إلى رفيقتنا الرحلة سمية و مريم

إلى بناتي و زهراتي في حلقة مورد الهدى من كانوا نجاحي الأول

إلى كل من عرفتني به المدرسة العليا

و إلى كل من كان له فضل علي

هذا و نسأل الله أن ينفع بنا و يستخدمنا و يجعل هذا النجاح حجة لنا

Résumé

Ce projet porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment résidentiel situé dans la commune d'El Eulma, wilaya de Sétif. Le projet est constitué de deux immeubles symétriques, séparés chacun par un joint de dilatation, et chaque bloc repose sur une fondation propre. Afin de simplifier et de concentrer l'analyse, l'étude a été limitée à un seul bloc, les résultats obtenus ayant été généralisés à l'ensemble de la structure en raison de la symétrie architecturale et structurelle des blocs.

Chaque immeuble comprend cinq étages types abritant 40 logements de type LPA, ainsi que 8 appartements promotionnels au rez-de-chaussée, en plus d'équipements de service comprenant une salle de sport et un parking en sous-sol.

Ce bâtiment est classé dans le groupe d'usage n°2 selon la réglementation nationale, et est considéré comme une structure d'importance moyenne. Sur le plan structurel, le système retenu repose sur une résistance mixte combinant des voiles porteurs et des portiques en béton armé, permettant une répartition équilibrée des charges verticales et horizontales, et assurant une bonne résistance aux effets sismiques potentiels.

La conception a été réalisée en tenant compte des lois et normes réglementaires en vigueur en Algérie, notamment le « **RPA 99** » modifié en 2003 relatif aux règles parasismiques, le « **BAEL 91** » concernant le calcul du béton armé selon les normes françaises, ainsi que le « **CBA 93** », qui constitue la référence nationale pour le calcul du béton armé.

Les calculs structurels ont été effectués à la fois manuellement et à l'aide de logiciels spécialisés, notamment le programme **ETABS** pour l'analyse et la conception du cadre en béton, ainsi que **AutoCAD** pour l'élaboration des plans de ferrailage.

Ce projet vise à garantir la sécurité structurelle du bâtiment, tout en assurant une efficacité économique à travers le choix de solutions structurelles équilibrées et adaptées aux différentes natures de charges, notamment les charges sismiques, en adéquation avec les caractéristiques géotechniques du site.

Mots-clés : Béton armé, conception structurelle, murs porteurs, système mixte, parasismique, RPA 99/2003, CBA 93, BAEL 91, ETABS, AutoCAD.

Abstract

This project focuses on the study and design of a residential building located in the municipality of El Eulma, Sétif Province. The project consists of two symmetrical buildings, each pair separated by an expansion joint, with each block resting on its own foundation. To simplify and focus the analysis, the study was limited to a single block, and the results obtained were generalized to the entire structure due to the architectural and structural symmetry of the blocks.

Each building comprises five typical floors containing 40 LPA-type housing units, along with 8 promotional apartments on the ground floor, and service facilities including a gym and an underground parking lot.

This building is classified under Usage Group N° 2 according to national regulations and is considered a medium-importance structure. Structurally, the adopted system relies on mixed resistance, combining load-bearing walls and reinforced concrete frames. This setup ensures a balanced distribution of vertical and horizontal loads and provides effective resistance against potential seismic effects.

The design was carried out in accordance with the laws and regulatory standards in force in Algeria, including “**RPA 99**” (amended in 2003) concerning seismic design rules, “**BAEL 91**” related to the design of reinforced concrete according to French standards, and “**CBA 93**”, which serves as the national reference for reinforced concrete calculation.

The structural calculations were performed using both manual methods and specialized software, notably **ETABS** for the analysis and design of the concrete frame, and AutoCAD for preparing reinforcement drawings.

The objective of this project is to ensure the structural safety of the building while achieving economic efficiency through the selection of balanced structural solutions suited to various types of loads—especially seismic loads—in accordance with the geotechnical characteristics of the project site.

Keywords: Reinforced concrete, structural design, load-bearing walls, mixed system, seismic design, RPA 99/2003, CBA 93, BAEL 91, ETABS, AutoCAD.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة وتصميم مبنى سكني يقع في بلدية العلّمة، ولاية سطيف. يتكوّن المشروع من عمارتين متماثلتين، حيث يفصل بين كل زوج منهما فاصل تمدد، وتستند كل كتلة إلى أساس خاص بها. وبغرض التبسيط والتركيز، تم حصر الدراسة على إحدى الكتل فقط، مع تعميم النتائج المحصل عليها على باقي الهيكل، نظرًا للتماثل الهندسي والإنشائي بين الكتل. يتألف كل مبنى من خمسة طوابق نموذجية تضم 40 وحدة سكنية من نوع **LPA**، بالإضافة إلى 8 شقق ترقية حرة في الطابق الأرضي، ومرافق خدمية تشمل قاعة رياضية وموقف سيارات في الطابق تحت الأرض. يصنّف هذا المبنى ضمن مجموعة الاستعمال رقم 2 وفقًا للتشريعات الوطنية، ويُعد من المنشآت ذات الأهمية المتوسطة. من الناحية الإنشائية، يعتمد النظام المعتمد على مقاومة مختلطة تجمع بين جدران حاملة وإطارات من الخرسانة المسلحة، ما يسمح بتوزيع متوازن للأحمال الرأسية والأفقية، ويوفر مقاومة فعالة للتأثيرات الزلزالية المحتملة. تم إنجاز التصميم مع مراعاة القوانين والمعايير التنظيمية المعتمدة في الجزائر، على رأسها "**RPA 99**" المعدل سنة 2003 والخاصة بالقواعد المضادة للزلازل، و "**BAEL 91**" المتعلقة بتصميم الخرسانة المسلحة وفق المعايير الفرنسية، إضافة إلى **CBA 93** الذي يُعد المرجع الوطني لحساب الخرسانة المسلحة. وقد أنجزت الحسابات الإنشائية باستخدام كل من الطرق اليدوية والبرمجيات المتخصصة، أبرزها برنامج "**ETABS**" لتحليل وتصميم الإطار الخرساني، وبرنامج **AutoCAD** لإعداد رسومات التسليح. يهدف هذا المشروع إلى ضمان السلامة الهيكلية للمبنى، مع تحقيق فعالية اقتصادية من خلال اختيار حلول إنشائية متوازنة ومناسبة لطبيعة الأحمال المختلفة، لاسيما الأحمال الزلزالية، بما يتماشى مع الخصائص الجيوتقنية لموقع المشروع.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، تصميم إنشائي، جدران حاملة، نظام مختلط، زلازل، RPA99/2003، AutoCAD، ETABS، BAEL91، CBA93.

Sommaire

Remerciements	I
Résumé	V
Abstract	VI
ملخص	VII
Liste des tableaux	XVII
Symboles et Notations	XX
Introduction Générale	XXV
CHAPITRE I : Présentation globale et caractéristiques techniques du projet	
I Introduction	1
I.1 Présentation du projet	1
I.2 Caractéristiques du site	1
I.3 Caractéristiques géométriques	2
I.3.1 Dimensions en élévation	2
I.3.2 Dimensions en plan	2
I.4 Conception de l'ouvrage	2
I.4.1 L'ossature	2
I.4.2 Planchers	2
I.4.3 Maçonnerie.....	3
I.4.4 Escaliers	3
I.4.5 Revêtement.....	3
I.4.6 Acrotère	3
I.4.7 Infrastructure	3
I.4.8 Système de coffrage	4
I.5 Règlements utilisés	4
I.5.1 Document technique réglementaire.....	4
I.5.2 Règlements parasismiques algériens.....	4
I.5.3 CBA 93 et BAEL 91.....	4

I.6. Caractéristiques des matériaux	9
I.6.1 Béton	10
I.6.1.1 Définition	10
I.6.1.2 Formulation du béton	10
I.6.1.3 La résistance mécanique du béton.....	10
I.6.1.4 Module de déformation longitudinale	12
I.6.1.5 Coefficient de Poisson (ν) (Art A.2.1.3).....	13
I.6.1.6 Module de déformation transversale	13
I.6.1.7 Contraintes du béton à la compression à l'ELU	14
I.6.1.8 Contraintes de cisaillement	16
I.6.2 Acier	16
I.6.2.1 Définition	16
I.6.2.2 Types d'acier utilisés dans le projet	17
I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinale de l'acier	19
I.6.2.4 Contraintes limites de l'acier à la traction à l'ELU.....	19
I.6.2.5 Contrôle des contraintes de traction des armatures à l'ELS.....	20
I.7 Actions et sollicitations (Art A.3.1 et A.3.2)	21
I.7.1 Actions.....	21
I.7.2 Sollicitations.....	22
I.7.3 Combinaisons d'actions dans la pratique	22
I.7.4 Combinaisons d'actions	22
I.7.4.1 Combinaisons à l'ELU	22
I.7.4.2 Combinaisons à l'ELS.....	24
Conclusion	24
CHAPITRE II: Prédimensionnement & évaluations des charges	
II. Introduction	26
II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires	26
II.1.1 Pré dimensionnement des planchers	26
II.1.1.1 Plancher à corps creux	26
II.1.1.2 Plancher à dalle pleine	28
II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers.....	29
II.1.2.1 Les escaliers de RDC	30

II.1.2.2 Les escalier de l'étage courant	30
II.1.3 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	31
II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux.....	31
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres.....	31
II.2.1.1 Poutres principales	32
II.2.1.2 Poutres secondaires.....	32
II.2.2 Prédimensionnement des voiles.....	32
II.3 Evaluation des charges	34
II.3.1 Plancher Terrasse inaccessible :(corps creux 16+5cm).....	34
II.3.2 plancher étage courant:(corps creux 16+5cm).....	35
II.3.3 Balcon terrasse	36
II.3.4 Balcon étage courant.....	37
II.3.5 Murs extérieurs	38
II.3.6 Murs intérieurs	38
II.3.7 Escaliers	39
II.3.7.1 Palier	39
II.3.7.2 Paillasse.....	39
II.3.8 Acrotère.....	40
II.4 Prédimensionnement des poteaux	41
II.4.1 Introduction.....	41
II.4.2 Pré dimensionnement.....	41
II.4.3 Méthode de calcul	42
II.4.4 La loi de dégression des charges.....	43
II.4.5 Descente des charges permanentes	45
Conclusion	50

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires

Introduction.....	51
III.1 Étude de l'Acrotère	51
III.1.1 Hypothèses de calcul	52
III.1.2 Vérification sous l'effet de séisme.....	52
III.1.3 Calcul des sollicitations	53
III.1.3.1 Calcul des efforts normaux.....	53

III.1.4 Calcul de l'excentricité	53
III.1.4.1 Sollicitation majorée	54
III.1.5 Ferrailage	54
III.1.5.1 Vérifications nécessaires	55
III.2 Plancher en corps creux.....	61
III.2.1 Dalle de compression.....	61
III.2.2 Justification du choix des planchers à corps creux.....	61
III.2.3 Méthode de calcul.....	62
III.2.4 Méthode forfaitaire	62
III.2.5 La méthode de CAQUOT	63
III.2.6 Evaluation des charges	65
III.2.7 La combinaison de charge	65
III.2.8 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	65
III.2.9 Calcul des sollicitations	66
III.2.10 Les Applications numérique de la méthode forfaitaire.....	67
III.2.11 Calcule de ferrailage.....	74
III.2.11.1 Armature longitudinal.....	74
III.2.11.2 Armatures transversales.....	76
III.2.12 Vérification de l'effort tranchant (ELU)	76
III.2.13 Vérification des contraintes (ELS)	77
III.2.14 Vérification de la flèche (ELS) : (l'article B.7.5 des règles BAEL)	77
III.2.15 Ferrailage de la dalle de compression	79
III.2.16 Schémas de ferrailage.....	80
III.3 Les balcons	81
III.3.1 Evaluation des charges	81
III.3.1.1 Combinaison d'action	81
III.3.1.2 Calcul des sollicitations	81
III.3.1.3 Calcul de ferrailage.....	82
III.3.1.4 Vérification	82
III.4 Étude des escaliers	85
III.4.2 Calcul de volée 1 et 3	89

III.4.3	Calcul de la poutre brisée.....	94
III.4.3.1	Evaluation des charges	94
III.4.3.2	Calcul de q équivalente.....	95
III.4.3.3	Calcul des sollicitations	95
III.4.3.4	Ferraillage sous sollicitations de torsion	98
III.4.3.5	Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion).....	100
CHAPITRE IV : Modélisation & Étude sismique		
IV.1	Introduction	101
IV.2	Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	101
IV.2.1	Méthode statique équivalente.....	101
IV.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale	101
IV.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	102
IV.3	Choix de la méthode de calcul	102
IV.3.1	Classification des zones sismiques.....	102
IV.3.2	Classification des structures selon leur niveau d'importance	102
IV.3.3	Vérification de la régularité du bloc.....	102
IV.4	La modélisation de la structure	103
IV.4.1	Description du logiciel ETABS.....	104
IV.5	Méthode dynamique modale spectrale.....	104
IV.5.1	Introduction	104
IV.5.2	Spectre de réponse de calcul	105
IV.5.3	Centre de gravité des masses.....	106
IV.5.4	Centre de rigidité	106
IV.5.5	Excentricité.....	107
VI.6	Calcul de la force sismique a la base par la méthode statique équivalente.....	109
VI.7	Vérification les Résultats des les deux méthodes	112
VI.7.1	Vérification de la période	112
VI.7.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	113
VI.7.3	Vérification des déplacements.....	113
VI.7.4	Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$).....	115
VI.7.5	Stabilité au renversement	117
VI.7.6	Vérification spécifique des poteaux	119

Conclusion	119
------------------	-----

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V. Ferrailage des éléments principaux.....	120
V.1 Introduction	120
V.2 Combinaison des charges	120
V.3 Caractéristique des matériaux	120
V.4 Ferrailage des poteaux.....	120
V.4.1 Sollicitations de calcul (Poteau (40x40)).....	123
V.4.1.1 Armatures longitudinales.....	123
V.4.1.2 Vérifications nécessaires	126
V.4.1.3 Calcul des armatures transversales	129
V.4.2 Sollicitations de calcul (Poteau30x40)	131
V.4.2.1 Armatures longitudinales.....	131
V.4.2.2 Résultat de ferrailage des autres poteaux	132
V.4.2.3 Schéma de ferrailage	133
V.5 Ferrailage des poutres.....	135
V.5.1 Les recommandation du RPA99 (v2003) (art 7.5.2.1)	135
V.5.1.1 Armature longitudinale.....	135
V.5.1.2 Armature transversale.....	135
V.5.2 Exemple de calcul : (Poutre principale) (30x45)cm ²	136
V.5.2.1 Ferrailage longitudinal.....	136
V.5.2.2 Les Vérifications.....	138
V.5.2.3 Vérification des armatures longitudinales selon RPA	138
V.5.2.4 Vérification A ELS	139
V.5.2.5 Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]	141
V.5.2.6 Vérification de la flèche.....	142
V.5.2.7 Ferrailage transversale	143
V.5.2.8 Schéma de ferrailage des poutres	144
V.5.3 Exemple de calcul : (Poutre secondaire) (30*40).....	146
V.5.3.1 Ferrailage longitudinal.....	146
V.5.3.2 Vérification	148
V.5.3.3 Schéma de ferrailage des poutres	150

V.6 Ferrailage des voiles.....	152
V.6.1 Introduction.....	152
V.6.2 Recommandation du règlement RPA99(v2003).....	152
V.6.3 Méthodes de calcul des voiles en béton armé.....	154
V.6.4 Choix de la méthode	154
V.6.5 Exemple de calcul.....	154
V.6.5.1 Ferrailage verticale	154
V.6.5.2 Calcul les armatures transversales	159
V.6.6 Résultat de calcul des armatures transversales et horizontales des autres voiles	162
CHAPITRE VI : Étude De L'infrastructure	
Introduction	163
VI.1 Etude du voile périphérique	163
VI.1.1 Définition.....	163
VI.1.2 Pré dimensionnement	163
VI.1.3 Hypothèse de calcul.....	163
VI.1.4 Caractéristique du sol	164
VI.1.5 Calcul des contraintes.....	164
VI.2 Ferrailage A ELU	164
VI.2.1 Ferrailage du voile.....	164
VI.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement.....	168
VI.2.3 Espacements	168
VI.2.4 Schéma de ferrailage.....	169
VI.3 Etude des fondations	169
VI.3.1 Définition.....	169
VI.3.2 Les différents types de fondations.....	170
VI.3.2.1 La solution de semelles isolées	171
VI.3.3 Exemples de calcul.....	174
VI.3.3.1 Exemple « 1 ».....	174
VI.3.3.2 Exemple de calcul « 2 »	181

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation globale et caractéristiques techniques du projet

FIGURE I.1: CARTE DZONAGE SISMIQUE DU TRRITOIRE NATIONAL-RPA99/APRES ADDENDA.....	1
FIGURE I. 2 :DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION.	7
FIGURE I.3 : DIAGRAMME DEFORMATIONS-CONTRAINTES DU BETON A ELU.....	14
FIGURE I.4 : DIAGRAMME DEFORMATIONS-CONTRAINTES DU BETON A ELS.	16
FIGURE I.5 : DIAGRAMME DEFORMATIONS-CONTRAINTES D'ACIER A ELU.	20

CHAPITRE II: Prédimensionnement & évaluations des charges.

FIGURE II.1 : PLANCHER A CORPS CREUX.....	26
FIGURE II.2 : SHEMA DESCRIPTIF D'UNE DALLE A CORPS CREUX.....	28
FIGURE II. 3 : LES COMPOSANTS DE L' ESCALIERS	29
FIGURE II. 4 : COUPE DE L' ACROTERE.	31
FIGURE II.5: SCHEMA DES VOILES.	33
FIGURE II. 6 : PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	34
FIGURE II. 7 : PLANCHER ETAGE COURANT.	35
FIGURE II. 8 : BALCON TERRASSE.....	36
FIGURE II. 9 : BALCON ETAGE COURANT.	37
FIGURE II. 10 : MUR EXTERIEUR.....	38
FIGURE II. 11 : SECTION DE L' ACROTERE.....	40
FIGURE II. 12: LOI DE LA DEGRESSION.....	44
FIGURE II. 13 : POTEAU CENTRALE.	45

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires

FIGURE III. 1 : SCHEMA STATIQUE DE L' ACROTERE.....	52
FIGURE III. 2: SECTION A FERRAILLER.	54
FIGURE III. 3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L' ACROTERE.	59
FIGURE III. 4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L' ACROTERE.	59
FIGURE III. 5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L' ACROTERE.	60
FIGURE III. 6: PLANCHERS A CORPS CREUX.	61
FIGURE III. 7: DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELU-PLANCHER DE TERRASSE.	69

FIGURE III. 8 : DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELU-PLANCHER DE TERRASSE.	69
FIGURE III. 9 : DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELS-PLANCHER DE TERRASSE.	70
FIGURE III. 10 : DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELS-PLANCHER DE TERRASSE.	71
FIGURE III. 11: DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELU-ETAGE COURANT.	72
FIGURE III. 12: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU-ETAGE COURANT.	72
FIGURE III. 13: DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELS-ETAGE COURANT.	73
FIGURE III. 14: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS-ETAGE COURANT.	74
FIGURE III. 15: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.	80
FIGURE III. 16 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE.	80
FIGURE III. 17 : SCHEMA STATIQUE DU BALCON.	81
FIGURE III. 18 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES BALCONS.	84
FIGURE III. 19 : SCHEMA STATIQUE DE VOLEE 02.	85
 CHAPITRE IV : Modélisation & Étude sismique	
FIGURE IV. 1 : DISPOSITION DES VOILES.	108
 CHAPITRE V : Calcul Des Éléments Structuraux.	
FIGURE V.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX (40X40) ET POTEAUX (40X30).	134
FIGURE V. 2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.	145
 FIGURE V. 3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE.	151
FIGURE V. 4 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES.	153
FIGURE V. 5: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES VOILES (V4).	162
 CHAPITRE VI : Étude De L'infrastructure	
FIGURE VI. 1: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	169
FIGURE VI. 2 : SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX.	172
FIGURE VI. 3 : SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX ET CONTINUES SOUS VOILES.	172
FIGURE VI. 4 : SCHEMA DE SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU CENTRE.	174
FIGURE VI. 5 : SCHEMA REPRESENTE DE POINÇONNEMENT DE LA SEMELLE ISOLEE.	179
FIGURE VI. 6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES.	180

FIGURE VI. 7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.	185
--	-----

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation globale et caractéristiques techniques du projet

TABLEAU I. 1: REGLES DES TROIS PIVOTS.	8
TABLEAU I. 2 : CARACTERISTIQUES DES ACIERS UTILISES.	18
TABLEAU I. 3 : LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX UTILISES.	25

CHAPITRE II: Prédimensionnement & évaluations des charges

TABLEAU II. 1 : LES CHARGE DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	34
TABLEAU II. 2: LES CHARGES DU PLANCHER ETAGE COURANT.	35
TABLEAU II. 3 : CHARGE PERMANENTE DU BALCON TERRASSE.	36
TABLEAU II. 4 : CHARGE PERMANENTE DU BALCON ETAGE COURANT	37
TABLEAU II. 5 : CHARGE PERMANENTE DES MURS EXTERIEURS	38
TABLEAU II. 6 : CHARGE PERMANENTE DES MURS INTERIEURS.	38
TABLEAU II. 7 : CHARGE PERMANENTE DU PALIER.	39
TABLEAU II. 8 : CHARGE PERMANENTE DE LA PAILLASSE.	39
TABLEAU II. 9 : CHARGE PERMANENTE D'ACROTERE.	40
TABLEAU II. 10 : DESCENTE DES CHARGES D'EXPLOITATION.	45
TABLEAU II. 11 : SURFACE D'INFLUENCE.	46
TABLEAU II. 12 : DESCENTE DES CHARGES PERMANENTES DU POTEAU CENTRAL.	47
TABLEAU II. 13 :CONDITION DE STABILITE.	49

CHAPITRE III : Calcul Des Éléments Secondaires.

TABLEAU III. 1: LES MOMENTS A L'ELU-PLANCHER DE TERRASSE.	68
TABLEAU III. 2: LES MOMENTS A L'ELU-PLANCHER DE TERRASSE.	69
TABLEAU III. 3: LES MOMENTS A L'ELS-PLANCHER DE TERRASSE.	70
TABLEAU III. 4: LES MOMENTS A L'ELS-PLANCHER DE TERRASSE.	70

TABLEAU III. 5 : DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELU-ETAGE COURANT.....	71.
TABLEAU III. 6: L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU-ETAGE COURANT.....	72
TABLEAU III. 7 : LES MOMENTS A L'ELS-ETAGE COURANT.	73
TABLEAU III. 8 : L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS-ETAGE COURANT.....	73

CHAPITRE IV : Modélisation & Étude sismique.

TABLEAU IV. 1 :CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE.	107
TABLEAU IV. 2 : EXCENTRICITE DE ACCIDENTELLE.	107
TABLEAU IV. 3 : EXCENTRICITE DE CALCUL.....	108
TABLEAU IV. 4 : REDONDANCE EN PLAN.....	111
TABLEAU IV. 5 : VALEUR DES PERIODES TROUVEE PAR LOGICIEL ETABS.....	112
TABLEAU IV. 6 :L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.	113
TABLEAU IV. 7 : DES DEPLACEMENTS.	114
TABLEAU IV. 8: VALEUR DE DEPLACEMENT CALCULE ET ADMISSIBLES (DANS LE SENS X).	115
TABLEAU IV. 9 : VALEUR DE DEPLACEMENT CALCULE ET ADMISSIBLES (DANS LE SENS Y).	115
TABLEAU IV. 10 : VIS-A-VIS DE L'EFFET (P- Δ).	116
TABLEAU IV. 11 : VERIFICATION A L'EFFET P- Δ SENS (X-X).	117
TABLEAU IV. 12 : VERIFICATION A L'EFFET P- Δ SENS (Y-Y).	117
TABLEAU IV. 13 :VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT SENS (X-X).	118
TABLEAU IV. 14 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT SENS (Y-Y).	118

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

TABLEAU V. 1 : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	120
TABLEAU V. 2 : SECTION D' ARMATURE MAXIMALE ET MINIMALE EXIGE PAR LE RPA99/VERSION2003.....	121
TABLEAU V. 3 : LA SOLLICITATION OBTENIR PAR LOGICIEL ETABS	123
TABLEAU V. 4 : LA SOLLICITATION OBTENIR PAR LOGICIEL ETABS.....	131
TABLEAU V. 5 : ARMATURES LONGITUDINALES.	131
TABLEAU V. 6 : RESULTAT DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POTEAUX.	132
TABLEAU V. 7 : RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS POUR LES POUTRES PRINCIPALES (AXES : I).	136

TABLEAU V. 8 : RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS POUR LES POUTRES PRINCIPALES (AXES : 01).	146
.....	
TABLEAU V. 9 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES VOILES.....	160
TABLEAU V. 10 : LES REPARTITIONS DES CONTRAINTES DANS LES VOILES.	161
TABLEAU V. 11 : RESULTAT DE CALCUL DES ARMATURES VERTICAUX DES AUTRES VOILES.	161
TABLEAU V. 12 : RESULTAT DE CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES AUTRES VOILES. .	162

CHAPITRE VI : Étude De L'infrastructure

TABLEAU VI. 1 : RESULTAT DE FERRAILLAGE A L'ELU DES VOILES PERIPHERIQUES (PAR METRE LINEAIRE).	167
TABLEAU VI. 2 : RESULTAT DE FERRAILLAGE A L'ELS DES VOILES PERIPHERIQUES (PAR METRE LINEAIRE).....	168
TABLEAU VI. 3 : SOLLICITATION DE LA SEMELLE LA PLUS SOLLICITE.	176
TABLEAU VI. 4 : SOLLICITATION DE LA SEMELLE FILANTE SF 1.....	182

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 Générale

Le génie civil figure parmi les disciplines les plus importantes de l'ingénierie, s'intéressant à la conception, la réalisation et la maintenance de différents types d'ouvrages, qu'il s'agisse de grandes infrastructures ou de bâtiments destinés à l'habitation et aux services. L'ingénieur civil joue un rôle central dans la garantie de la stabilité et de la sécurité des constructions, tout en veillant à un équilibre optimal entre la qualité, la durabilité et la rentabilité économique.

Dans ce contexte, la sismicité des zones où sont implantés les projets constitue un défi supplémentaire lors des phases de conception et de réalisation. L'Algérie, en particulier la commune d'El Eulma située dans la wilaya de Sétif, est classée parmi les zones à sismicité modérée. Cela impose la prise en compte de plusieurs facteurs essentiels, tels que la localisation géographique, l'importance de l'ouvrage, les caractéristiques géotechniques du sol, ainsi que le niveau de risque sismique. Le respect des normes techniques et réglementaires en vigueur, notamment le RPA 99 (version 2003), le CBA 93 et le BAEL 91, est indispensable pour garantir la sécurité et la durabilité des structures.

Ce projet s'inscrit dans le cadre de l'étude et de la conception d'un bâtiment à usage résidentiel situé à El Eulma. Il est composé de deux immeubles symétriques, séparés par un joint sismique, chacun reposant sur une fondation indépendante. Afin de simplifier l'étude et de concentrer l'analyse, une seule des deux structures a été étudiée, les résultats étant généralisés à l'ensemble, en raison de leur parfaite symétrie architecturale et structurelle.

Le bâtiment se compose de cinq étages types abritant quarante logements de type LPA, ainsi que huit appartements promotionnels libres au rez-de-chaussée. Il comprend également des équipements de service tels qu'une salle de sport et un parking en sous-sol. Classé parmi les ouvrages d'importance moyenne, il appartient au groupe d'usage 2 selon la classification nationale. Sur le plan structurel, il repose sur un système mixte de contreventement combinant murs porteurs et ossature en béton armé, assurant une répartition équilibrée des charges et une résistance efficace face aux effets sismiques.

Chapitre I

PRESENTATION GLOBALE ET CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU PROJET

I Introduction

La réalisation d'une étude complète pour tout projet de construction nécessite de prendre en compte plusieurs aspects essentiels, tels que les caractéristiques géotechniques du sol, la conception générale et les propriétés mécaniques des matériaux de construction. Ce chapitre aborde ces éléments, ainsi que les normes, règlements et outils logiciels utilisés dans cette étude.

I.1 Présentation du projet

Ce projet concerne l'étude et la conception d'un bâtiment situé dans la commune d'El Eulma, wilaya de Sétif. Le projet se compose de deux bâtiments identiques, nous étudions un seul bâtiment. Le projet comprend 40 logements de type LPA, répartis sur cinq niveaux typiques (1, 2, 3, 4 et 5), ainsi que 8 logements promotionnels libres situés au rez-de-chaussée. En complément, il inclut des équipements tels qu'une salle de sport et un parking en sous-sol.

Classé comme un bâtiment d'importance moyenne, ce projet relève du "groupe d'usage 2" conformément aux normes nationales. La stabilité structurelle est assurée par un système mixte de contreventement combinant des murs porteurs et une structure en béton armé. Ce système permet une répartition équilibrée des charges et offre une résistance efficace aux différentes sollicitations, notamment sismiques.

I.2 Caractéristiques du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée "Zone II", selon la classification sismique des wilayas d'Algérie, ce qui correspond à une sismicité modérée.

Le site est identifié comme un site meuble (S3), caractérisé par des sols ayant des propriétés mécaniques spécifiques qui influencent la conception structurelle.

La contrainte admissible du sol est fixée à 1,5 MPa, une valeur prise en compte pour dimensionner les fondations de manière à garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

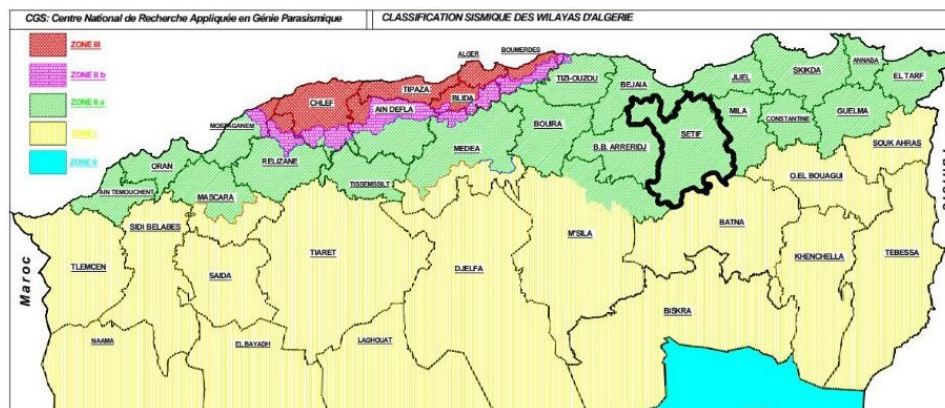


Figure I.1: Carte d'zonage sismique du territoire national-rpa99/après addenda.

I.3 Caractéristiques géométriques

Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes :

I.3.1 Dimensions en élévation

- ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **19.72 m**
- ❖ Hauteur de l'acrotère : **0.60 m**
- ❖ Hauteur d'un étage courant : **3.06 m**
- ❖ Hauteur du rez-de-chaussée : **3.40 m**
- ❖ Hauteur sol : **3.74 m**

I.3.2 Dimensions en plan

- ❖ Longueur total : **31 m**
- ❖ Largeur total : **21.45 m**

I.4 Conception de l'ouvrage

I.4.1 L'ossature

L'ossature d'un bâtiment est constituée d'un ensemble d'éléments assemblés et dimensionnés pour travailler ensemble afin de résister aux charges, qu'elles soient verticales ou horizontales. Pour ce projet, l'ossature est un système de contreventement composé des éléments suivants :

- ❖ Portiques (poteaux-poutres) : Ces éléments sont conçus pour supporter les efforts verticaux résultant des charges et surcharges appliquées au bâtiment.
- ❖ Voiles : Les voiles sont responsables de reprendre une partie des charges horizontales, principalement celles générées par les séismes.
- ❖ Le contreventement est une composante essentielle de la structure, dont la fonction principale est de gérer toutes les forces horizontales. Étant donné la hauteur du bâtiment (plus de 6 niveaux ou 20 mètres) et sa localisation dans la zone IIa, le RPA 99 version 2003 recommande l'utilisation d'un système mixte de portiques et de voiles pour assurer une stabilité optimale, comme spécifié dans l'article 4.3 de cette norme.

I.4.2 Planchers

Les planchers, également appelés diaphragmes, sont des surfaces horizontales qui séparent deux niveaux d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les forces agissant dans leur plan et les transmettre aux éléments de contreventement. Pour ce projet, il existe deux types de planchers :

- ❖ Planchers à corps creux : Utilisés pour tous les étages, ces planchers sont légers tout en offrant une résistance suffisante aux charges verticales.
- ❖ Planchers à dalle pleine : Utilisés pour les balcons et les escaliers, ces planchers offrent une solidité accrue pour les zones nécessitant une résistance élevée.

I.4.3 Maçonnerie

La maçonnerie de ce bâtiment est réalisée à partir de briques liées entre elles par un mortier, avec les spécifications suivantes :

- ❖ Murs extérieurs : Ces murs sont composés de double cloison, avec une brique creuse de 15 cm, une autre de 10 cm et une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, offrant ainsi une isolation thermique et acoustique optimale.
- ❖ Murs intérieurs : Ils sont réalisés avec des briques creuses de 10 cm, garantissant une bonne résistance et une mise en œuvre facile.

I.4.4 Escaliers

Les escaliers sont des éléments indispensables dans une structure comportant plusieurs niveaux, facilitant la circulation piétonne d'un étage à un autre. Dans ce projet, deux types d'escaliers sont utilisés :

- ❖ Escaliers à deux volées
- ❖ Escaliers à trois volées

Ces escaliers sont réalisés en béton armé et coulés sur place pour garantir leur solidité et leur intégration parfaite à la structure.

I.4.5 Revêtement

Le revêtement de la structure est composé de plusieurs matériaux adaptés aux différentes parties du bâtiment :

- ❖ Carrelage : Utilisé pour les planchers, offrant durabilité et facilité d'entretien.
- ❖ Enduit en plâtre : Appliqué sur les plafonds et les murs intérieurs pour une finition lisse et esthétique.
- ❖ Enduit en ciment : Utilisé pour les murs extérieurs, offrant résistance aux intempéries.
- ❖ Étanchéité multicouches : Mise en œuvre sur la terrasse inaccessible pour prévenir toute infiltration d'eau.

I.4.6 Acrotère

L'acrotère, en béton armé, a une hauteur de 60 cm et est placé sur la terrasse inaccessible. Il a pour fonction principale d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales le long des façades, contribuant ainsi à la protection des murs extérieurs.

I.4.7 Infrastructure

Les infrastructures regroupent les éléments de base qui assurent la stabilité et le bon fonctionnement du bâtiment. Elles incluent :

- ❖ Fondations : Ces éléments essentiels transmettent les charges de la structure au sol. Le type de fondation est choisi en fonction de l'analyse géotechnique, des charges de l'ouvrage, des caractéristiques du sol et des normes en vigueur.

- ❖ Systèmes de drainage : Garantissent l'évacuation efficace des eaux souterraines ou pluviales.
- ❖ Réseaux divers : Intègrent les installations électriques, sanitaires et autres nécessaires au fonctionnement de l'immeuble.

I.4.8 Système de coffrage

Pour ce projet, un coffrage classique en bois est utilisé. Ce système permet de couler successivement.

- ❖ Les poteaux et les voiles, pour assurer la structure verticale.
- ❖ Les poutres et les dalles, pour compléter les niveaux horizontaux.

I.5 Règlements utilisés

L'étude du projet respecte les normes et règlements actuellement en vigueur en Algérie. Ces règles garantissent la fiabilité, la sécurité et la conformité de la conception et de la construction. Parmi les principaux documents utilisés :

- ❖ **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ❖ **BAEL 91 R 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- ❖ **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire relatif aux charges et surcharges.
- ❖ **RPA 99 version 2003**: Règlements parasismiques algériens.

I.5.1 Document technique réglementaire

Le **DTR B.C.2.2** fournit les valeurs des charges permanentes et des charges d'exploitation qui doivent être prises en compte lors des calculs de dimensionnement des éléments structuraux. Ces charges incluent notamment les poids propres des matériaux, les surcharges d'occupation et les charges dues aux équipements fixes ou mobiles.

I.5.2 Règlements parasismiques algériens

En raison de la localisation géographique de l'Algérie, qui est sujette à une activité sismique de différentes intensités, la conception parasismique joue un rôle crucial.

Le **RPA 99 version 2003** établit des normes précises pour la conception et la construction des bâtiments, visant à :

- ❖ Minimiser les risques sismiques pour protéger les vies humaines.
- ❖ Assurer la stabilité des structures face aux forces générées par les séismes.

I.5.3 CBA 93 et BAEL 91

Les **BAEL 91** et **CBA 93** fournissent les bases pour la conception des structures en béton armé. Ces règles s'appuient sur les méthodes des états limites, qui permettent d'évaluer la sécurité et la fonctionnalité des ouvrages tout au long de leur durée de vie.

l'état limite(BAEL 91)

Un état limite correspond à la condition où une exigence spécifique d'une construction, ou de l'un de ses éléments, est atteinte. Cette exigence cesse d'être satisfaite en cas de modification défavorable des actions appliquées. On distingue :

- ❖ **État Limite Ultime (ELU) :** Condition au-delà de laquelle la structure ne peut plus résister aux actions appliquées sans effondrement ou rupture majeure.
- ❖ **État Limite de Service (ELS) :** Condition au-delà de laquelle l'usage normal de la structure est affecté (déformations excessives, vibrations, etc.),on distingue.

a) l'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

b) l'état limite de service d'ouverture des fissures.

c) l'état limite de service de déformation.

- ❖ **État limite ultime d'équilibre statistique :** Il concerne la stabilité globale de l'ouvrage, en s'assurant que la structure ne risque pas de se renverser, de glisser ou de subir des tassements excessifs.

Les principaux risques pris en compte sont :

- **Glissement :** Cela se produit lorsque les forces horizontales dépassent les forces de friction à la base de la structure.
- **Renversement:** Cela se produit lorsque le moment de renversement, dû aux forces appliquées (comme le vent ou les charges verticales), dépasse le moment de résistance offert par la structure.
- **Tassement :** Cela se produit lorsque le sol sous la structure ne peut pas supporter la charge, ce qui peut entraîner une déformation excessive et même l'effondrement de certaines parties de l'ouvrage.
- ❖ **État limite ultime de résistance :** Cet état limite concerne la résistance mécanique de la structure et assure que celle-ci ne se rompt pas sous l'effet des forces appliquées.

Par exemple, dans le cas des éléments en béton armé, il s'agit de déterminer la quantité et la répartition des armatures nécessaires pour éviter la rupture des éléments structuraux (poutres, dalles, colonnes).

L'objectif est de garantir que la structure puisse supporter les charges sans défaillance mécanique, tout en respectant les limites de résistance des matériaux.

- ❖ **État limite de stabilité de forme :** Cet état limite s'applique aux éléments fins et élancés, tels que les colonnes ou les poutres soumises à une compression axiale. Ces éléments sont particulièrement sensibles au **flambement**, qui est une déformation instable due à la compression.
- Le flambement peut survenir lorsque l'élément comprimé dépasse un certain seuil de charge, ce qui peut entraîner une déformation latérale et la perte de stabilité.

- L'objectif ici est d'assurer que ces pièces sont dimensionnées pour éviter ce risque de déformation excessive, en tenant compte de leur longueur, de leur forme et de leurs conditions de support.

I.5.3.1 État Limite Ultime (ELU)

L'état limite ultime (ELU) garantit la sécurité structurelle et prévient tout risque de ruine catastrophique de l'ouvrage. Le dépassement de cet état conduit à une défaillance grave, mettant en péril la stabilité et la sécurité des usagers. Les principaux aspects pris en compte dans l'ELU incluent :

- ❖ Équilibre statique : Assurer qu'il n'y ait ni basculement ni glissement de la structure.
- ❖ Résistance des matériaux : Vérifier qu'il n'y a pas de rupture ou de déformation plastique excessive des matériaux.
- ❖ Stabilité de la forme : Contrôler les phénomènes tels que le flambement des éléments structurels.

I.5.3.2 Hypothèses de calcul (Art. A.4.3.2)

Les hypothèses utilisées pour l'analyse structurelle sont basées sur des simplifications et des principes fondamentaux, notamment :

- a) Planéité des sections droites** : Les sections droites avant déformation restent planes après déformation.
- b) Adhérence parfaite entre acier et béton** : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- c) Négligence de la traction du béton** : La résistance du béton en traction est ignorée dans les calculs.
- d) Limitation des déformations**
 - Déformation unitaire maximale de l'acier : 10‰.
 - Déformation unitaire maximale du béton :
 - * 3,5‰ en flexion.
 - * 2‰ en compression simple.
- e) Effets du retrait du béton** : Ces effets sont négligés dans les calculs.
- f) Diagramme contraintes-déformations du béton**
- g) Diagramme contraintes-déformations de l'acier**

- h) **Simplification des sections** : Les groupes de barres tendues ou comprimées peuvent être modélisés par une section concentrée en leur centre de gravité, à condition que l'erreur de déformation unitaire n'excède pas 15%.

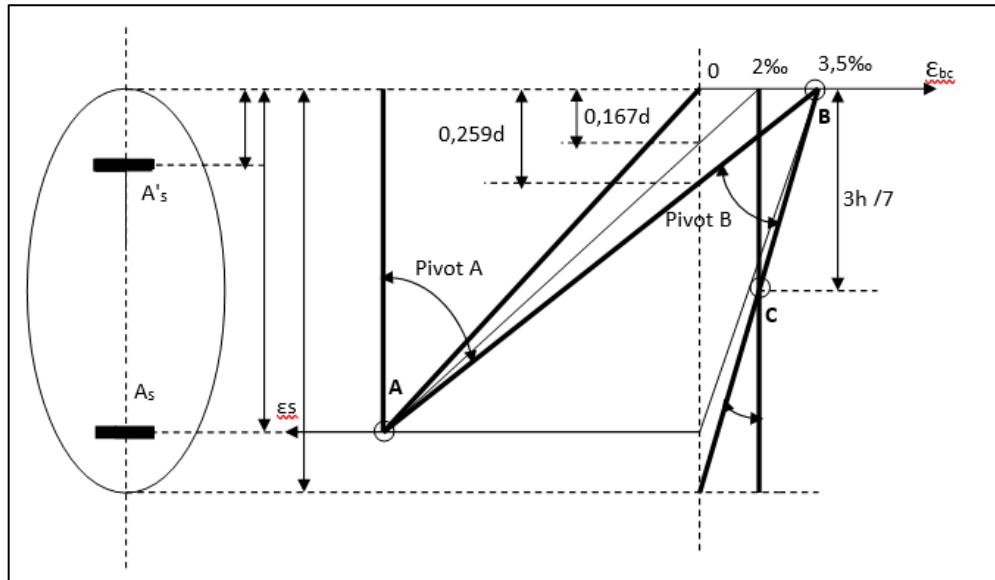


Figure I. 2 : Diagramme des déformations limites de la section.

I.5.3.3 Règles des trois pivots (Art. A.4.3.3)

Le dimensionnement aux États Limites Ultimes (ELU) repose sur le principe des trois pivots. Ces pivots définissent les domaines de déformation selon le comportement des matériaux sous les efforts appliqués :

Domaine 1 (Pivot A)

- ❖ Allongement maximal de l'acier : $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- ❖ Éléments concernés : Pièces soumises à la traction simple, flexion simple, ou flexion composée.

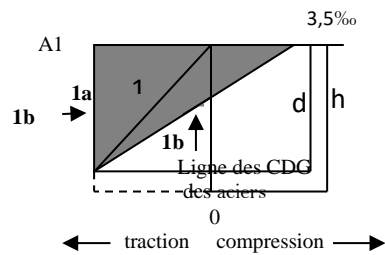
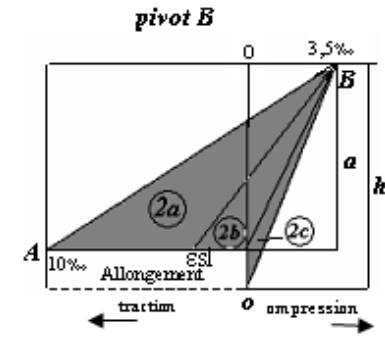
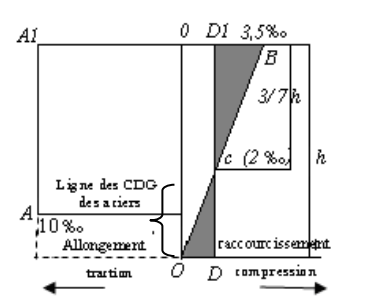
Domaine 2 (Pivot B)

- ❖ Raccourcissement maximal de la fibre de béton comprimée : $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$.
- ❖ Éléments concernés : Pièces soumises à la flexion simple ou flexion composée.

Domaine 3 (Pivot C)

- ❖ Raccourcissement maximal du béton comprimé : $\epsilon_c = 2\text{‰}$, pour des rapports d'élancement $hd \leq 3/7$.
- ❖ Éléments concernés : Pièces soumises à la compression simple ou flexion composée.

Tableau I. 1: Règles des trois pivots.

Domaine et pivot	Constatation et conséquents	
	Acier	Béton
<p>Domaine 1 et pivot A</p> <ul style="list-style-type: none"> Le domaine 1 est représenté par le triangle A_1AB Les droites dessus de A matérialisent les différents diagrammes possibles de déformation. Le pivot A est situé au niveau du C.D.G de pivot A 	<p style="text-align: center;">Région 1a et 1b :</p> <p>L'allongement ultime de l'acier est pris constant et égal à 10%.</p> <p>La contrainte de calcul de l'acier tendu est maximale.</p> <p>Acier est bien utilisé (section économique)</p>	<p style="text-align: center;">Région 1a :</p> <ul style="list-style-type: none"> La fibre supérieure du béton subit un allongement relatif ϵ_b $0 < \epsilon_b \leq 10\%$ <p>Le béton est partout tendu.</p> <p>Exemple : cas des tirants en BA.</p> <p style="text-align: center;">Région 1b :</p> <ul style="list-style-type: none"> La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement relatif $0 < \epsilon_b \leq 10\%$ <p>Béton : Comprimé en haut Tendu en bas.</p> <p>La section du béton est partiellement comprimée,</p> <p>Exemple : cas des poutres et dalles.</p>
<p>Domaine 2 pivot B</p> <ul style="list-style-type: none"> Le domaine 2 est représenté par le triangle ABO. <p style="text-align: center;">pivot B</p>  <p>Différents diagrammes { Région 2a Région 2b Région 2c</p>	<p style="text-align: center;">Région 2a :</p> <p>Allongement de l'acier est compris entre 10% maximal est un allongement ϵ_{sl} minimal car ainsi l'acier est bien utilisé</p> <p style="text-align: center;">Région 2b :</p> <p>L'acier mal utilisé car l'allongement de l'acier étant faible, sa contrainte de traction et également faible.</p> <p style="text-align: center;">Région 2c :</p> <p>Acier faiblement comprimé en bas.</p>	<p style="text-align: center;">Région 2a,2b et 2c :</p> <p>La fibre supérieure du béton subit un raccourcissement constant et égal à 3,5%.</p> <p>Le béton est bien utilisé</p> <p>Béton : Comprimé en haut Tendu en bas (sauf en région 2c).</p> <p>La section du béton est partiellement comprimée dans les régions 2a et 2b</p> <p>Exemple : cas des poutres.</p>
<p>Domaine 3 et pivot C</p> <p>Le domaine 3 est représenté par les zones grisées.</p> <p style="text-align: center;">pivot C</p>  <p>Le pivot C $\epsilon_b = 2\%$ est tel que $CD = 3/7h$ La droite de déformation pivote autour du point C</p>	<ul style="list-style-type: none"> Zone CD_1B : l'acier placé en partie supérieure est comprimé. Le raccourcissement de l'acier est compris entre 2% et 3,5%. Zone OCD : l'acier placé en partie inférieure est comprimé. Le raccourcissement de l'acier est inférieur ou égal à 2%. 	<ul style="list-style-type: none"> Zone CD_1B : le béton est comprimé. La fibre supérieure subit un raccourcissement compris entre 2% et 3,5%. Zone OCD : le béton est comprimé. La section du béton est donc entièrement comprimée. Exemple : cas des poteaux.

I.5.3.4 État Limite de Service (ELS)

L'état limite de service (ELS) est défini pour garantir l'exploitation normale et la durabilité de la structure. Le dépassement de cet état entraîne des dégradations qui n'affectent pas la sécurité globale, mais nuisent à la fonctionnalité ou à l'esthétique de l'ouvrage. Les critères principaux de l'ELS sont :

- ❖ Compression du béton : Vérification que les contraintes de compression restent dans les limites admissibles.
- ❖ Ouverture des fissures : Contrôle de la largeur des fissures pour assurer la durabilité et prévenir les infiltrations.
- ❖ Déformation : Vérification des flèches pour garantir un confort visuel et fonctionnel.

Hypothèses de calcul (Art A.4.5.1)

- a) **Sections planes après déformation** : Les sections droites restent planes après déformation, ce qui simplifie les calculs en supposant que les déformations sont uniformes sur une section transversale.
- b) **Adhérence béton-armatures** : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures en acier et le béton, sauf dans le voisinage immédiat des fissures. Cela garantit une interaction efficace entre les matériaux.
- c) **Négligence du béton tendu** : Le béton tendu (en traction) est négligé dans les calculs, en raison de sa faible résistance à la traction.
- d) **Comportement élastique linéaire** : Le béton et l'acier sont modélisés comme des matériaux élastiques linéaires, ce qui signifie que leurs déformations sont proportionnelles aux forces appliquées. Les effets du retrait et du fluage du béton sont également négligés dans ce cas.
- e) **Coefficient d'équivalence** : Par convention, le rapport entre le module d'élasticité longitudinal de l'acier et celui du béton, connu sous le nom de coefficient d'équivalence, est égal à 15. Cela permet de simplifier les calculs de déformation et de résistance.
- f) **Regroupement des barres** : La section d'un groupe de plusieurs barres, qu'elles soient tendues ou comprimées, est supposée concentrée en son centre de gravité. Cependant, l'erreur sur la déformation unitaire ne doit pas dépasser 15 %.

I.6. Caractéristiques des matériaux

La durabilité et la solidité d'une structure dépendent largement des matériaux utilisés. Le béton et l'acier, en tant que composants principaux des structures en béton armé, possèdent des caractéristiques spécifiques qui garantissent la résistance et la fiabilité de l'ouvrage.

I.6.1 Béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un matériau composite composé de :

- **Liant** : Ciment, qui assure la cohésion.
- **Granulats** : Sable, gravier, ballast, qui confèrent au béton sa solidité.
- **Eau** : Permet la réaction chimique entre le ciment et les granulats.
- **Adjuvants (facultatifs)** : Améliorent les propriétés mécaniques et la maniabilité du béton.

Pour les structures étudiées, un béton armé conforme aux normes algériennes est utilisé.

I.6.1.2 Formulation du béton

La méthode Dreux-Gorisse est adoptée pour déterminer les proportions idéales des composants du béton. Cette méthode garantit une conformité parfaite aux spécifications du cahier des charges.

La composition d'un mètre cube de béton pour ce projet est la suivante :

- ⇒ **Ciment** : 400 kg de CPJ CEMII/GICA-H-SOUD/A 42,5.
- ⇒ **Sable** : 865 kg de granulats de diamètre 0/4 mm.
- ⇒ **Gravier 3/8 mm** : 130 kg.
- ⇒ **Gravier 8/16 mm** : 580 kg.
- ⇒ **Gravier 16/25 mm** : 263 kg.
- ⇒ **d'eau de gâchage** : 175 L.
- ⇒ **Poids total du béton** : 2417 kg/m³.

Cette formulation vise à garantir la performance mécanique du béton tout en respectant les exigences de durabilité et de maniabilité.

I.6.1.3 La résistance mécanique du béton

Le béton est un matériau très résistant à la compression, mais relativement faible en résistance à la traction. La résistance mécanique du béton est généralement exprimée par sa résistance à la compression et à la traction à un certain âge, principalement à 28 jours, qui est l'âge standard pour évaluer sa solidité.

A. Résistance à la compression (art, A.2.1.1.1, P6, CBA93)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} , qui représente la valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton. Cette valeur est primordiale pour assurer que la structure sera capable de supporter les charges de manière efficace et durable.

Dans certains cas, il est nécessaire de connaître la résistance à la compression du béton à des âges autres que 28 jours. Cette résistance, notée f_{cj} (pour un âge j), peut être calculée à l'aide de formulations spécifiques en fonction des conditions de durcissement et des caractéristiques du béton.

Les formulations typiques pour calculer la résistance à la compression du béton à différents âges incluent des coefficients et des relations empiriques fondées sur des essais et des normes techniques établies dans le cadre de la conception des structures en béton.

Cette formulation vise à garantir la performance mécanique du béton tout en respectant les exigences de durabilité et de maniabilité.

La valeur caractéristique requise f_{c28} : de la résistance à la compression du béton est choisie en fonction des conditions locales ainsi que des procédures de contrôle qui permettront de garantir qu'elle est atteinte durant la mise en œuvre. Cette valeur est un paramètre essentiel pour la conception et doit être respectée pour assurer la sécurité et la durabilité des éléments structurels.

Pour les éléments principaux de la structure, la résistance du béton doit être comprise dans une plage spécifique, à savoir :

- **Minimum: 20 MPa**
- **Maximum: 45 MPa**

Ces valeurs correspondent aux exigences standards des normes de construction. Elles permettent de s'assurer que le béton utilisé est suffisamment résistant pour supporter les charges qu'il devra encaisser tout au long de la vie de la structure.

Dans le cadre de ce projet, la résistance à la compression caractéristique du béton a été choisie comme étant **$f_{c28}=20\text{MPa}$** , ce qui est un compromis idéal pour répondre aux exigences de résistance tout en respectant les contraintes économiques et techniques du projet.

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j}\right) f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \\ 1,1f_{c28} & \text{si } j > 60 \end{cases}$$

- pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$ (Selon BAEL/Art A.2.1, 11)

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j}\right) f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{cases}$$

B. La résistance à la traction C.B.A.93 [A.2.1.1.2]

La résistance à la traction du béton est généralement considérée comme relativement faible par rapport à sa résistance à la compression. Cette propriété est néanmoins importante, notamment pour déterminer le comportement du béton lorsqu'il est soumis à des contraintes de traction, ce qui peut entraîner des fissures. La résistance à la traction est conventionnellement exprimée à travers des relations spécifiques, généralement basées sur la résistance à la compression, étant donné que la traction dans le béton est souvent une conséquence de l'effort de compression.

Les relations couramment utilisées pour la déterminer sont les suivantes :

- pour $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$
- pour $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$ $f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

Déduire de la formule: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Pour notre travaux, nous utilisons le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2 \text{ MPa}$.

I.6.1.4 Module de déformation longitudinale

a) Module de déformation instantané (E_{ij}) (Art A.2.1.2.1)

- **Définition** : Le module de déformation instantané représente la rigidité du béton sous une contrainte normale appliquée sur une courte durée (inférieure à 24 heures). Il caractérise la réponse immédiate du béton à une sollicitation.
- **Formule** : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

où f_{c28} est la résistance caractéristique du béton à 28 jours, en MPa.

- **Exemple** : Pour un béton ayant $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{20} = 29858,59 \text{ MPa.}$$

- **Usage** : Ce module est utilisé pour les calculs où les charges appliquées sont considérées comme instantanées ou de courte durée.

b) Module de déformation différée (E_{vj}) (Art A.2.1.2.2)

- **Définition** : Le module de déformation différée tient compte des déformations dues au fluage du béton lorsque les charges sont appliquées sur une longue durée. Il est particulièrement utile pour l'évaluation des déformations différées en état limite de service.

- **Formule:** $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$.
- **Exemple:** Pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700^3 \sqrt{20} = 10043,35$.
- **Usage :** Ce module est utilisé pour analyser les effets à long terme, notamment dans les structures soumises à des charges permanentes.

I.6.1.5 Coefficient de Poisson (ν) (Art A.2.1.3)

- Définition :** Le coefficient de Poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale dans un matériau soumis à une contrainte. Il traduit la tendance d'un matériau à se contracter dans une direction perpendiculaire à une charge de traction ou de compression.
- Valeurs usuelles**
 - ↳ $\nu = 0,2$ pour les calculs des **déformations en état limite de service (ELS)**.
 - ↳ $\nu = 0$ pour les calculs des **sollicitations en état limite ultime (ELU)**, où l'effet transversal est négligé.
- Importance :** Ce paramètre influence les analyses de contraintes et de déformations dans des calculs avancés.

I.6.1.6 Module de déformation transversale

a) Définition

- Le module de déformation transversale (G) représente la rigidité du matériau en cisaillement. Il est relié au module de déformation longitudinal (E) et au coefficient de Poisson (ν) par la relation suivante :

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

$$G = \begin{cases} \frac{E}{2,4} \nu = 0,2(ELS) \\ \frac{E}{2} \nu = 0(ELU) \end{cases}$$

b) Importance

- Le module de déformation transversale est utilisé dans les calculs de déformations et dans les analyses de cisaillement des structures, notamment pour les poutres, dalles et autres éléments sollicités transversalement.

I.6.1.7 Contraintes du béton à la compression à l'ELU

a) Modèle "parabole-rectangle" (Art A.4.3.4.1)

- À l'état limite ultime (ELU), le béton est modélisé par un diagramme contrainte-déformation dit "**parabole-rectangle**", qui reflète son comportement non linéaire sous compression. Ce modèle est souvent utilisé pour les calculs de dimensionnement des éléments en béton armé.

b) Caractéristiques du diagramme

✂ ELU(Art A.4.3.4.1)

Le diagramme contraintes-déformations établi pour la vérification à L'ELU en compression pure:

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabolique du graphe.

Les déformations relatives étant limitées à $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tout les cas est le diagramme de calcul parabole-rectangle.

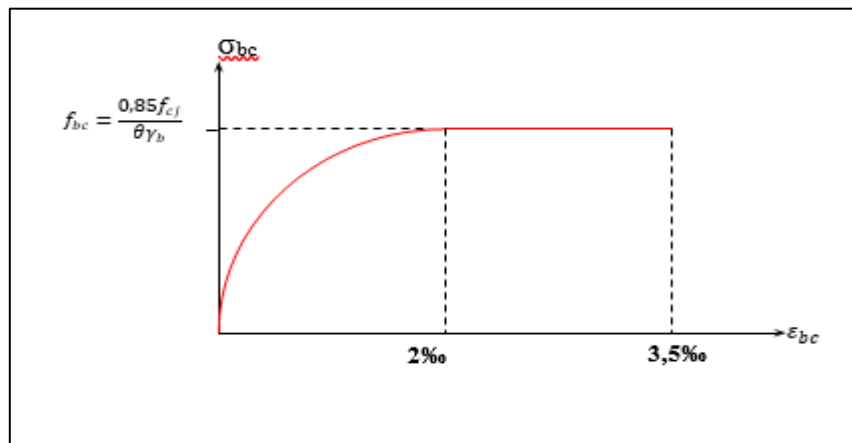


Figure I.3 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU.

$$2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Chapitre I : Présentation Globale et Caractéristiques Techniques du Projet

Ce diagramme peut définir une caractéristique cruciale du béton, dite la résistance ultime à la compression, notée f_{bc} telle que :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

Avec:

- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentel.
- $\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours:

γ_b : Coefficient de sécurité égale **1,5**

f_{bc} : Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Pour une durée d'application} > 24 \text{ h.} \\ 0,9 & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ 0,85 & \text{Si durée} < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \theta = 1 \Rightarrow f_{bc} = \begin{cases} 11,33 & \text{MPa (cas fondamentales)} \\ 14,78 & \text{MPa (cas accidentel)} \end{cases}$$

✂ ELS (Art A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton, notée σ_{bc} , est limitée à la valeur suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 * 20 = 12 \text{ MPa.}$$

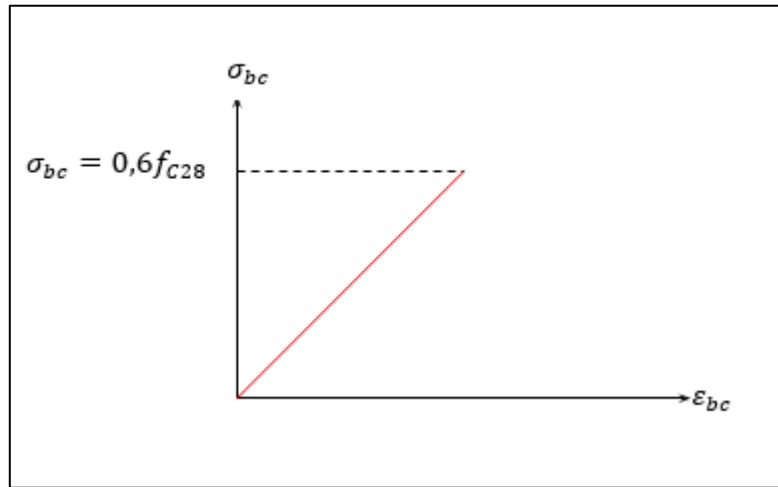


Figure I.4 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELS.

I.6.1.8 Contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \text{ (MPa)}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

Dans le cas général ($\gamma_b = 1,5$)

- fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2,67 \text{ (MPa)}$.

- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2 \text{ (MPa)}$.

I.6.2 Acier

I.6.2.1 Définition

L'acier est un alliage métallique composé essentiellement de fer et de carbone.

a) Propriétés principales

- * **Fer** : Constitue la base solide de l'alliage.
- * **Carbone** : Améliore la résistance mécanique et la dureté.

b) Utilisation

Dans le béton armé, l'acier est utilisé sous forme de barres ou de treillis appelés **armatures**, qui renforcent le béton en résistance à la traction. Ces armatures doivent respecter les normes et réglementations en vigueur pour garantir leur qualité.

I.6.2.2 Types d'acier utilisés dans le projet

a) Aciers ronds lisses (RL)

➤ Caractéristiques

- * Surface lisse, résistance moyenne.
- * Souples et élastiques, adaptés au ferrailage transversal (étriers, cadres, etc.).

➤ Nuances disponibles

- * Fe E22 : Limite d'élasticité inférieure.
- * Fe E24 : Plus résistant, utilisé dans ce projet.

➤ Propriétés de Fe E24

- * Limite d'élasticité (f_y) : 235 MPA.
- * Allongement à la rupture: 22%.

b) Aciers à haute adhérence (HA)

➤ Caractéristiques

- * Surface nervurée (présence de creux et saillies) pour améliorer l'adhérence avec le béton.
- * Utilisés pour le **ferrailage longitudinal** (barres principales des poutres, colonnes, etc.).

➤ Nuances disponibles

- * Fe E400 : Utilisé dans ce projet.
- * Fe E500 : Plus résistant, mais moins ductile.

➤ Propriétés de Fe E400

- * Limite d'élasticité (f_y) : 400 MPA.
- * Allongement à la rupture: 14%.

c) Treillis soudés (TS)

➤ Caractéristiques

- * Composés de barres d'acier disposées en grille régulière et soudées entre elles.
- * Préfabriqués, ils permettent une pose rapide et uniforme.

➤ Utilisation

- * Renforcement des planchers, murs, et fondations.

➤ **Type utilisé dans le projet**

* Fe E400 : Bonne résistance mécanique et une excellente adhérence.

⇒ **Résumé des aciers utilisés dans le projet**

Type	Nuance	Limited'élasticité (fy)	Allongement à la rupture	Utilisation
Aciers ronds lisses	Fe E24	235 MPa	22%	Ferraillage transversal
Aciers haute adhérence	Fe E400	400 MPa	14%	Ferraillage longitudinal
Treillis soudés	Fe E400	400 MPa	--	Planchers, murs, fondations

Ces types d'aciers assurent une combinaison optimale entre résistance, ductilité et adhérence pour répondre aux exigences du projet.

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nuance	Limited'élasticité f_c (MPa)	Diamètres normalisés (mm)	Usage
Barres lisses (Ø)	FeE215	215	-	Applications standards.
	FeE235	235	6; 8; 10; 12	Ferraillage transversal des poteaux et poutres.
Barres à haute adhérence (HA)	FeE400	400	10; 12; 14; 16	Utilisé pour les zones fortement sollicitées.
	FeE500	500	-	Ferraillage longitudinal.
Treillis soudés (TS)	TL500 (Ø > 6 mm)	500	4,5 mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	Ferraillage des planchers et dallages.
	TL520 (Ø ≤ 6 mm)	520		

I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

a) Définition

- **Le module d'élasticité longitudinal (E_s)** mesure la rigidité de l'acier en réponse à une sollicitation dans sa direction longitudinale.
- Il est une constante intrinsèque du matériau, représentant la relation linéaire entre contrainte (σ) et déformation (ε) dans le domaine élastique selon la loi de Hooke

$$\sigma = E_s \frac{\varepsilon}{\sigma}$$

b) Valeur standard

- Le module d'élasticité de l'acier utilisé pour le béton armé est **constant**, indépendamment de sa nuance, et est pris égal à : $E_s = 200\,000$ Mpa

c) Usage

- Ce paramètre est utilisé dans les calculs de déformation, d'analyse des sections en flexion, traction ou compression, et dans la vérification des états limites.

I.6.2.4 Contraintes limites de l'acier à la traction à l'ELU

⇒ (Art A.2.2.2)a) **Contrainte ultime de l'acier (f_{St})**

- À l'état limite ultime (ELU), l'acier est caractérisé par une **contrainte ultime** donnée par la formule :

$$f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- * f_e : Limite d'élasticité garantie (MPa).
- * γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

b) Coefficient de sécurité (γ_s)

- Cas général : $\gamma_s = 1.15$
- Cas accidentel (événements exceptionnels comme séisme, incendie, etc.) : $\gamma_s = 1.0$

c) Contrainte ultime selon les cas

- **Cas général**: $f_{St} = 347.83$ MPa.
- **Cas accidentel** : $f_{St} = 400$ MPa.

d) Importance

La contrainte ultime détermine les efforts maximaux que peuvent supporter les armatures en acier avant rupture, garantissant ainsi la sécurité de la structure.

↳ Résumé des propriétés de l'acier

Propriété	Valeur
Module d'élasticité (E_s)	200 000 MPa
Contrainte ultime (f_{St}):cas général ($\gamma_s=1.15$)	347.83 MPa
Contrainte ultime (f_{St}) : cas accidentel($\gamma_s=1.0$)	400 MPa

Ces propriétés garantissent la fiabilité et la robustesse des armatures d'acier utilisées dans les structures en béton armé.

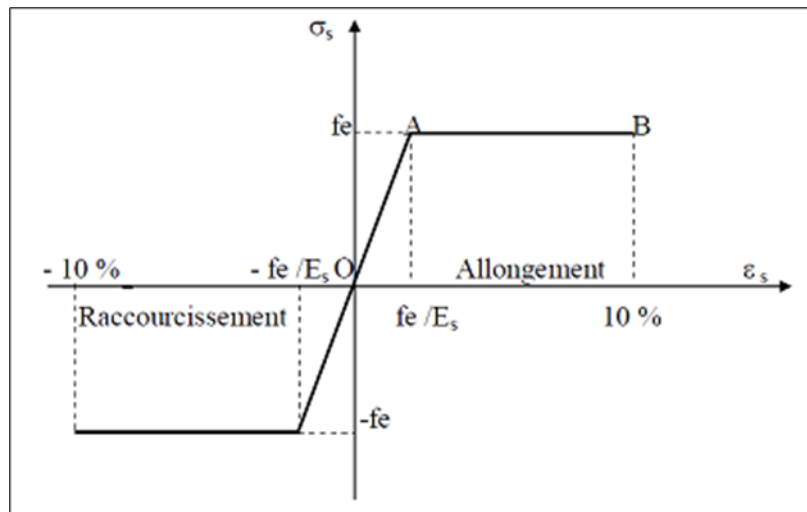


Figure I.5 : Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU.

I.6.2.5 Contrôle des contraintes de traction des armatures à l'ELS

À l'état limite de service (ELS), pour limiter la fissuration, les contraintes de traction des armatures ($\bar{\sigma}_{St}$) sont limitées en fonction de la gravité de la fissuration et des conditions environnementales.

a) Cas de fissuration peu préjudiciable (FPP)

- Conditions : Locaux clos, non exposés à des condensations ou intempéries.
- Limite de contrainte : $\bar{\sigma}_{St} = f_e$

b) Cas de fissuration préjudiciable (FP)

- Conditions : Exposition modérée à des intempéries (pluie, neige, etc.).
- Limite de contrainte:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

où:

- * $f_e=400$ MPa (limite élastique),
- * η : coefficient de fissuration (dépend du type et diamètre de l'armature).

- **Valeurs calculées**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ Mpa} ; 196,77 \text{ MPa}) = 196,77 \text{ MPa}$$

c) Cas de fissuration très préjudiciable (FTP)

- Conditions : Milieu agressif ou exposé à des attaques chimiques.
- Limite de contrainte:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- **Valeurs calculées**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{200 \text{ MPa} ; 160,99 \text{ MPa}\} = 160,99 \text{ MPa.}$$

η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Aciers ronds lisses.} \\ 1,3 & \text{Aciers à haute adhérence } \varnothing < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence } \varnothing > 6\text{mm.} \end{cases}$$

Contrainte de traction (σ_s , ELS)	FPP	FP	FTP
Limite (MPa)	400	196,77	160,99

I.7 Actions et sollicitations (Art A.3.1 et A.3.2)

I.7.1 Actions

Les actions représentent les forces et moments appliqués sur la structure. Elles se classent en trois catégories principales:

1) Actions permanentes (G)

- * Exemples : Poids propre de la structure ($\gamma_{\text{béton}}=2,5 \text{ t/m}^3$).

2) Actions variables (Q)

- * Exemples : Charges d'exploitation, climatiques (vent, neige), effets de retrait et de température.

3) Actions accidentelles (E)

- * Exemples : Séismes, vents violents, explosions.

I.7.2 Sollicitations

Les sollicitations incluent

- * **Efforts** : Normaux (N), tranchants (V).
- * **Moments** : Fléchissants (M), de torsion (T).

Elles sont calculées selon les principes de la résistance des matériaux, à partir des actions appliquées.

I.7.3 Combinaisons d'actions dans la pratique

1) À l'ELU

⇒ Les combinaisons considérées : $1,35 G + 1,5 Q$.

2) À l'ELS

⇒ Les combinaisons considérées : $G + Q$.

3) À l'état accidentel (Article 5.2)

⇒ $G + Q \pm E$.

⇒ $0,8 G \pm E$.

⇒ $G + Q + 1,2 E$.

I.7.4 Combinaisons d'actions

Notation

- **G** : valeur probable d'une charge permanente.
- **G_{max}** : ensemble des actions permanentes défavorables.
- **G_{min}** : ensemble des actions permanentes favorables.
- **Q₁** : l'action variable dite de base.
- **Q_i** : valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement ($i > 1$).
- **W** : action du vent définie par les règles Neige et vent.
- **S_n** : action de la neige.
- **F_A** : valeur nominale de l'action accidentelle.
- ψ_1, ψ_2, ψ_3 : Coefficients définis en (Art A.3.1.3.1).

I.7.4.1 Combinaisons à l'ELU

✂ Combinaisons fondamentales

ELU: $1,35 G_{\max} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$

où:

- ψ_0 : Coefficient de réduction pour actions variables secondaires.
- γ_{Qi} : Coefficient de pondération.
- $\gamma_{Q1}=1,5$: dans tous les cas non visés ci-dessous.
- $\gamma_{Q1}=1,35$: pour les charges routières citées à l'article 9 (charges militaires) et 10 (charges exceptionnelles) du titre II du fascicule 61.
- $\gamma_{Q1}=1,6$: pour les autres charges routières.

✂ Combinaisons accidentelles

ELU accidentel : $G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i$

où

- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Coefficients et Combinaisons - ELU Accidentel

ψ_0 : Coefficient de réduction pour actions variables secondaires.

γ_{Qi} : Coefficient de pondération.

- $\gamma_{Q1} = 1,5$: dans tous les cas non visés ci-dessous.
- $\gamma_{Q1} = 1,35$: pour les charges routières citées à l'article 9 (charges militaires) et à l'article 10 (charges exceptionnelles) du Titre II du Fascicule 61.
- $\gamma_{Q1} = 1,6$: pour les autres charges routières.

✂ Combinaisons Accidentelles

Formule

ELU accidentel = $G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i$

Où :

- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable principale.

$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente des actions variables secondaires.

I.7.4.2 Combinaisons à l'ELS

✂ **Formule générale** : $ELSG_{max}+G_{min}+Q_1+\sum\psi_{0i}Q_i$

↪ **Résumé des limites et combinaisons**

Type de combinaison	Formule principale
ELU (fondamentale)	$1,35G_{max}+\gamma_{Qi}Q_1+\sum 1,3\psi_{0i}Q_i$
ELU (accidentelle)	$G_{max}+G_{min}+F_A+\psi_{11}Q_1+\sum\psi_{2i}Q_i$
ELS	$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum\psi_{0i}Q_i$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les lois et les caractéristiques essentielles nécessaires pour mener l'étude.

L'étude de tout bâtiment doit respecter les normes en vigueur dans le pays, tout en tenant compte des caractéristiques spécifiques des matériaux utilisés.

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques mécaniques des matériaux déjà présentées.

Tableau I . 3 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique	Valeur
Béton	Résistance à la compression à 28 jours (f_{c28})	20 MPa
	Résistance à la traction à 28 jours (f_{t28})	1.8 MPa
	Module de déformation instantané (E_{i28})	29858,59 MPa
	Module de déformation différée (E_{v28})	10043,35 MPa
	Coefficient de Poisson (ν)	0 (ELU); 0,2 (ELS)
	Module d'élasticité transversale (G)	$E \nu / 2.4$ (ELU), $E \nu / 2$ (ELS)
	Contrainte à la compression (f_{bc} , ELU)	11,33 MPa (cas général),
	Contrainte à la compression σ_{bc} (ELS)	12 MPa
Acier	Contrainte ultime de cisaillement (ELU, τ_u)	2,67 MPa (FPP),
	Limited'élasticité (f_e)	400 MPa
	Module d'élasticité (E_s)	200000 MPa
	Contrainte limite (ELU, f_{st})	347,83 MPa
	Contrainte limite (ELS), σ_{st}	400 MPa (FPP) 196,77 (FP) 160,99 MPa (FTP)

Chapitre II

PRE DIMENSIONNEMENT

ET

DESCENTE DES CHARGES

II. Introduction

Le pré dimensionnement constitue une étape préliminaire essentielle à toute étude structurale. Il vise à déterminer les dimensions initiales des éléments porteurs, tels que poteaux, poutres, dalles et voiles. Conformément aux règles BAEL91 et RPA99 (version 2003), ce calcul initial servira de base pour les analyses ultérieures.

II.1 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1.1 Prédimensionnement des planchers

II.1.1.1 Plancher à corps creux

Une plancher est une surface généralement plane, destinée à limiter les étages et supporter les charges du sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et phonique qui doit être complétée

par un faux plafond.

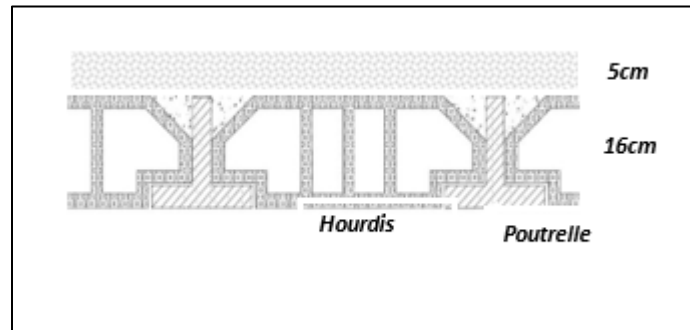


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

Le plancher est dimensionné d'après la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$$

Avec : h : hauteur totale du plancher.

L : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité mesurée à nu des appuis.

Pour notre cas on a : L = 5,10 m

$$\frac{510}{25} < h < \frac{510}{20}$$

Donc, on adopte un plancher à corps creux de type :

$$h = 21 \text{ cm} \rightarrow (16+5)$$

➤ **Poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments en forme de "T" qui supportent le plancher et transmettent son poids aux éléments porteurs (murs, poutres, etc.). Elles sont coulées directement sur place avec le plancher.

Selon les règles **BAEL91** : $0,3 h < b_0 < 0,8 h$

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\text{Donc : } 6,3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16,8 \text{ cm.}$$

En général on prend $b_0 = 10 \text{ cm.}$

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16 cm et une longueur de 55 cm.

➤ **Table de compression :**

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

$$\text{Avec : } b = 2b_1 + b_0$$

Selon le **BAEL 91**:

$$b_1 = \min [(L_0 / 2 = b - b_0 / 2) ; (L/10) ; (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0)]$$

$$b_1 = \min [27,5 ; 65 ; (30 \leq b_1 \leq 40)]$$

Donc on prend $b_1 = 27,5 \text{ cm.}$

$$\text{Alors : } b = 10 + 2(27,5) = 65 \text{ cm.}$$

Notre poutrelle a les caractéristiques Géométriques suivantes :

$$h_0 = 5 \text{ cm.}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

$$ht = 21 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

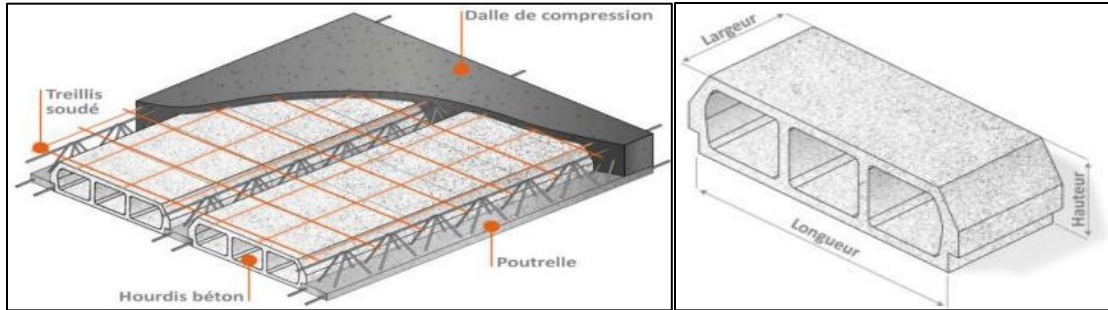


Figure II.2 : Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques de faible épaisseur par rapport à leurs autres mesures et peuvent être soutenues par 2, 3 ou 4 points d'appui. Ces éléments fonctionnent principalement en flexion. L'épaisseur des plaques est déterminée par les conditions d'utilisation et les contrôles de résistance.

➤ Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$.

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

Dans notre cas, la dalle reposant sur trois appuis a une portée égale à : 3,90m.

Donc on a :

$$Lx/50 < e < Lx/40$$

$$7,8\text{cm} < e < 9,75\text{cm}$$

On prend : $e = 8\text{cm}$.

➤ Résistance au feu

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

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

➤ Isolation phonique

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **e=15 cm**.

II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des structures de déplacement vertical composées d'une suite de marches uniformément hautes qui facilitent l'ascension ou la descente d'un niveau de sol à un autre. Ces structures peuvent être fabriquées en bois, en acier, mais elles sont généralement en béton armé. Ils offrent une sécurité élevée en cas de feu. Un autre atout des escaliers en béton armé est leur capacité à être réalisés sous diverses formes, ce qui permet de les ajuster à toutes les configurations.

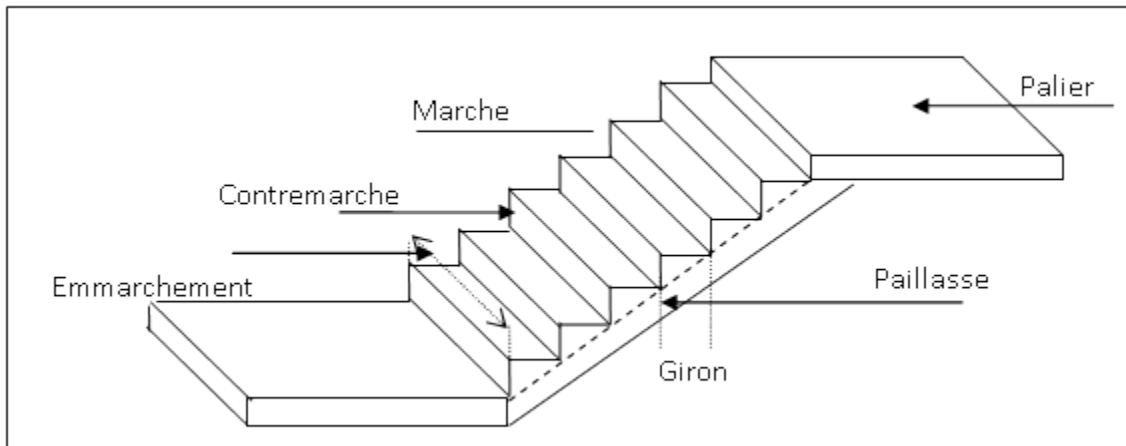


Figure II. 3 : Les composants de l'escaliers .

↳ Pour les dimensions des marches et contremarche on utilise la formule de **BLONDEL** :

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

on fixe la valeur **deg=30cm**

Donc on aura :

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2}$$
$$\frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - 30}{2}$$
$$14,5 < h < 18cm.$$

On adopte : **h=17 cm**.

✧ L'angle d'inclinaison

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

II.1.2.1 Les escaliers de RDC

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

H : est la hauteur d'étage, qui vaut 3,4m.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{340}{17} = \mathbf{20} \text{ contre marches .}$$

on adopte (2) volée, (6) contre marche pour chaque volée, et 3em volée (8) contre marche.

✧ La longueur de volée

$$L_H = \frac{8 \times 17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{136}{\sin 29,53} = 2,75\text{m}$$

➤ Epaisseur de la pailasse

L'épaisseur de la pailasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec : } L = 2.75\text{m}$$

$$9.16\text{cm} \leq e \leq 13.75\text{cm}$$

On adopte : $e_{\text{palier}} = \mathbf{15cm}$; $e_{\text{volée}} = \mathbf{15cm}$.

II.1.2.2 Les escalier de l'étage courant

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

H : est la hauteur d'étage, qui vaut 3,06m.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = \mathbf{18} \text{ contre marches .}$$

on adopte (2) volée, (4) contre marche pour chaque volée, et 3em volée (10) contre marche

⊗ La longueur de volée

$$L_H \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{170}{\sin 29,53} = 3,44 \text{ m}$$

⊗ Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec : } L = 3,44 \text{ m}$$

$$11 \text{ cm} \leq e \leq 17,2 \text{ cm}$$

On adopte : $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$; $e_{\text{volée}} = 15 \text{ cm}$.

II.1.3 Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un composant en béton armé coulé in situ, positionné au sommet du bâtiment. Il ne joue pas de rôle structurel et est considéré comme une console encastrée à sa base dans le plancher de la terrasse. Sa fonction principale pourrait être celle de protection, tout en participant aussi à des éléments esthétiques ou pratiques du bâtiment.

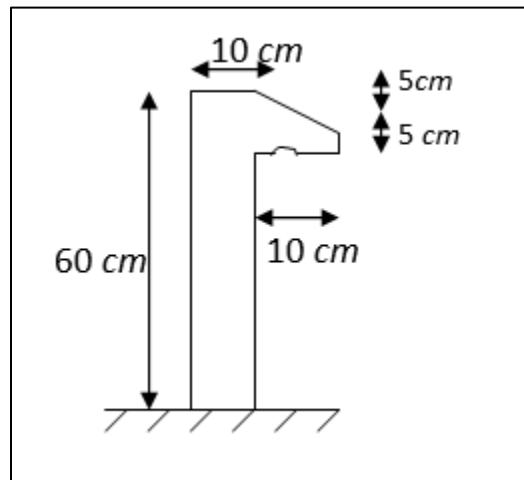


Figure II. 4 : Coupe de l'acrotère.

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres utilisées seront de section rectangulaire.

Soient :

L max: la portée maximale de la poutre dans le sens considéré entre axes des appuis.

h : hauteur de la poutre .

b : largeur d'une section rectangulaire.

II.2.1.1 Poutres principales

D'après le (BAEL91) : $L/15 \leq h \leq L/10$ et $0,4h \leq b \leq 0,8h$

On a : $L(\max) = 5,35\text{m}$.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc : } \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10}$$

$35.66 \leq h \leq 53.5$; On prend **$h=45\text{cm}$** .

$0,4h \leq b \leq 0,8h$ donc $18 \leq b \leq 36$.

On prend : **$b=30\text{cm}$** .

Vérification selon le RPA

- $h = 45 \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée.
- $b = 30 \geq 20\text{cm}$Condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1,5 \leq 4$Condition vérifiée..

Les conditions du RPA sont vérifiées .

Donc, on prend pour toutes les poutres principales une section (**bxh**) = **(45x30) cm²**.

II.2.1.2 Poutres secondaires

Condition de résistance et de flèche

$L_{\max} = 510\text{cm}$

La hauteur : $\frac{510}{10} \leq h \leq \frac{510}{15} \Rightarrow h = 40\text{cm}$

La largeur : $0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow b = 30\text{cm}$

Vérification selon **R.P.A**

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

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

II.2.2 Prédimensionnement des voiles

Le **R.P.A99**(version 2003) considère comme voile de contreventement les éléments

Satisfaisant ,A partir de la hauteur libre de RDC h_e et des conditions rigidités comme indiqué
La figure suivant :

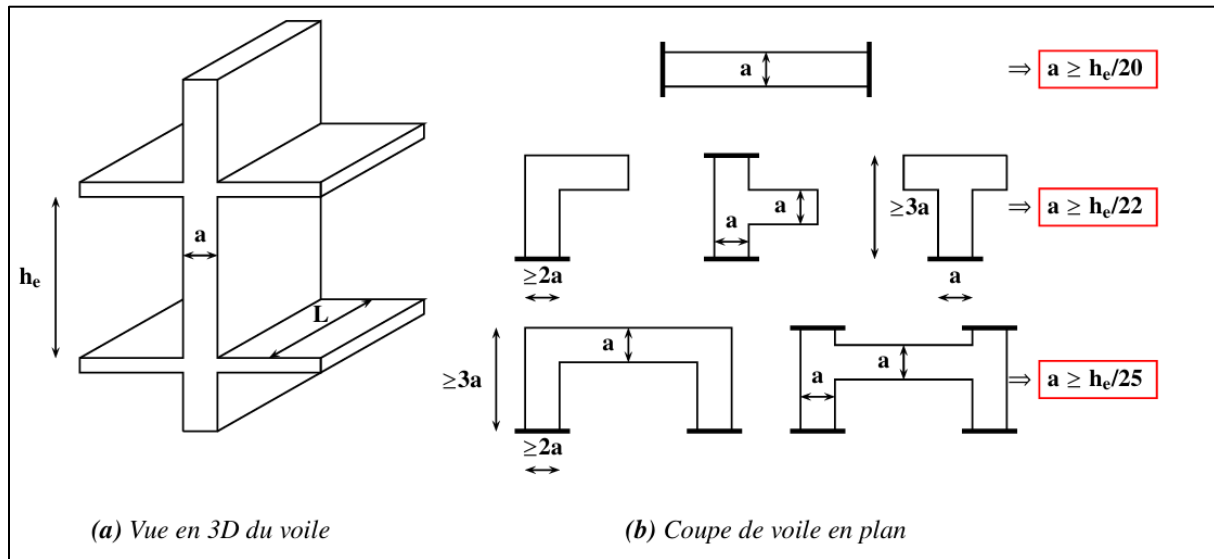


Figure II.5 : Schéma des voiles.

➤ $h_e = h_{RDC} - h_{poutre\ secondaire} = 340 - 40 \Rightarrow h_e = 300\text{cm}$

on choisi la hauteur du RDC car elle est la plus défavorable.

➤ L'épaisseur du voile :

- $a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}; 15\text{cm}\right) \Rightarrow a \geq 15\text{cm}$
- $a_{\min} = 15\text{cm}$

✎ Donc pour des raisons constructives on adopte une épaisseur $a = 20\text{cm}$

II.3 Evaluation des charges

II.3.1 Plancher Terrasse inaccessible :(corps creux 16+5cm)

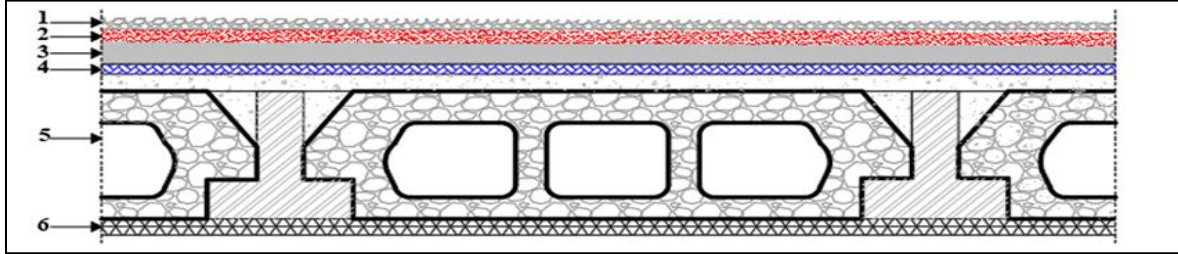


Figure II. 6 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II. 1 : Les Charge du plancher terrasse inaccessible.

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	γ (<i>KN/m³</i>)	<i>G</i> (<i>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	0.05	4	0.2
5. Dalle de (compression+corps creux)	0.21	14.25	2.9925
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<i>G =</i>			<i>6.5625</i>
			<i>KN/m²</i>
			<i>Q = 1</i>
			<i>KN/m²</i>

II.3.2 plancher étage courant:(corps creux 16+5cm)

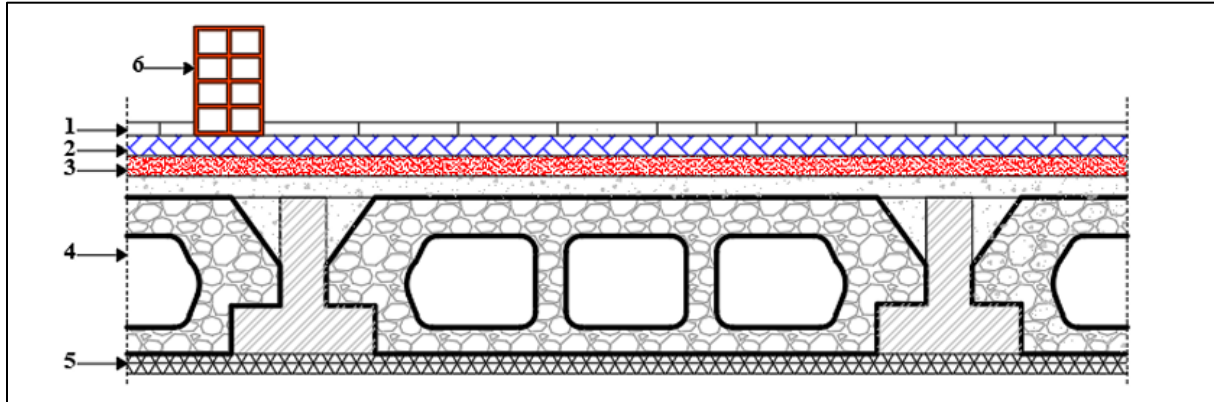


Figure II. 7 : Plancher étage courant.

Tableau II. 2: Les Charges du plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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 Balcon terrasse

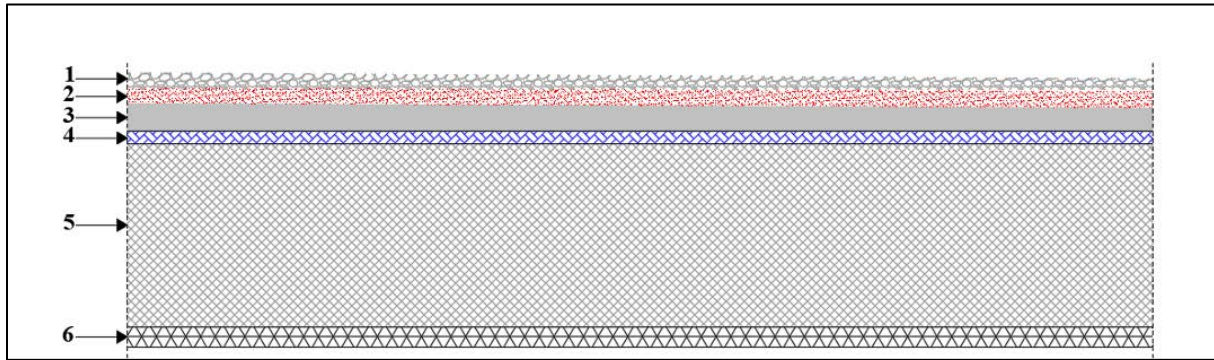


Figure II. 8 : Balcon terrasse.

Tableau II. 3 : Charge permanente du balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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	0.05	4	0.2
5. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
		G =	7,32
			KN/m²
			Q = 1 KN/m²

II.3.4 Balcon étage courant

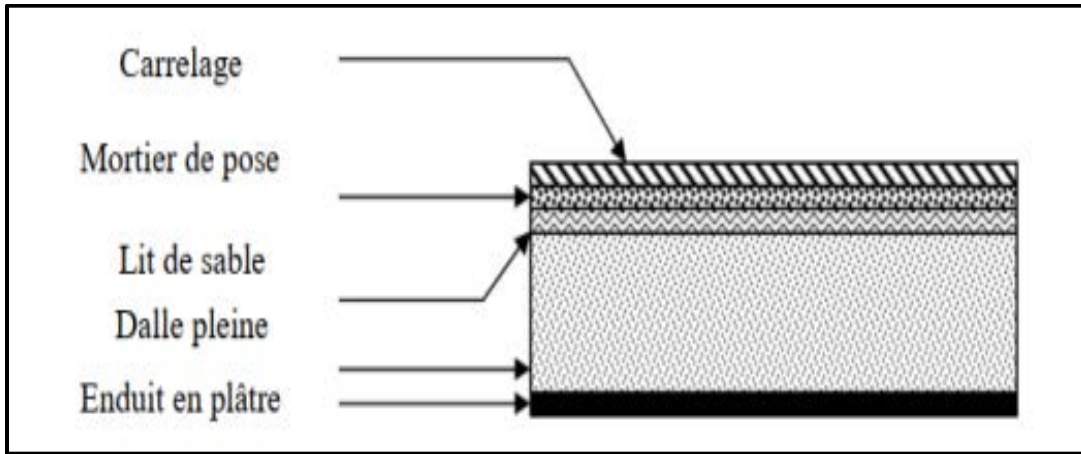


Figure II. 9 : Balcon étage courant.

Tableau II. 4 : Charge permanente du balcon étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
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.3.5 Murs extérieurs

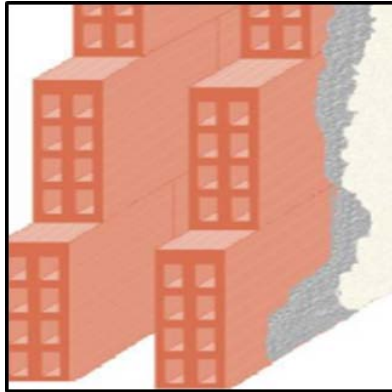


Figure II. 10 : Mur extérieur.

Tableau II. 5 : Charge permanente des murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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.3.6 Murs intérieurs

Tableau II. 6 : Charge permanente des murs intérieurs.

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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.3.7 Escaliers

II.3.7.1 Palier

Tableau II. 7 : Charge permanente du palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
2.Lit de sable	0.03	18	0.54
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 =			5,45
			KN/m²
			Q = 2,5
			KN/m²

II.3.7.2 Paillasse

Tableau II. 8 : Charge permanente de la paillasse.

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 verticale	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.3.8 Acrotère

Figure II. 11 : Section de l'acrotère.

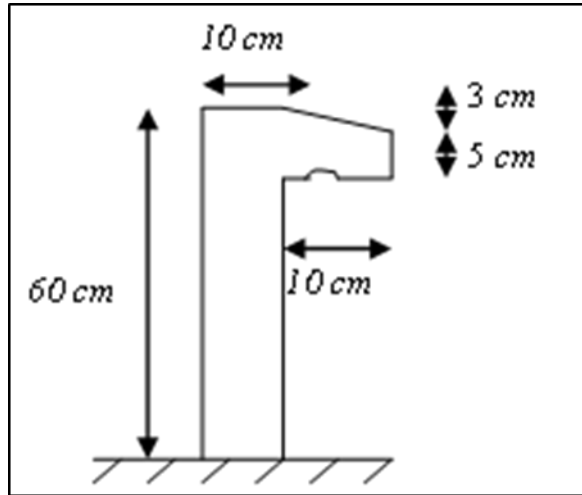


Tableau II. 9 : Charge permanente d'Acrotère.

Matériaux	Dimension		surface (m ²)	γ (KN/m ³)	G (KN/ml)	
1. Béton armé	0.6	0.1	0.06	25	1.5	
	0.05	0.1	0.005		0.125	
	0.03	0.1	0.0015		0.0375	
2. Enduit en ciment			0.02	18	0.36	
				G =	2,0225	KN/ml
					Q = 1	KN/ml

➤ Béton Arme

La surface : $S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + 0,5(0,03 \times 0,1)$

$$S = 0,0665 \text{ m}^2$$

Le poids : $P_b = \gamma_b \times S \times 1 \text{ ml}$

$$P_b = 25 \times 0,0665 \times 1 \text{ ml}$$

$$P_b = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

➤ Enduit de ciment :

Le poids $P_s = (0,02 \times 18) = 0,36$ KN/ml

✎ Donc la charge permanente est :

$G = P_b + P_s = 2,0225$ KN/ml

II.4 Prédimensionnement des poteaux

II.4.1 Introduction

Un poteau est un élément de structure d'un ouvrage, sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (le plancher), et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure (fondations) de cet ouvrage.

II.4.2 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 des sections réelles l'cm d'épaisseur

sur toute sa périphérie avec : $B_r = (a - 2)(b - 2)$ cm².

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

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

F_e E400 [MPa] : Limité d'élasticité $\Rightarrow F_e = 400$ 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 participant à la résistance du poteau, on prend $\lambda \leq 50$: on prendra ($\lambda = 35$)

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

II.4.3 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

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

β_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

$$\theta = \begin{cases} 1.1 & \text{si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours} \\ 1.2 & \text{si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ 1 & \text{si la majeure partie des charges est appliquée après 90 jours.} \end{cases}$$

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

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

$\begin{cases} f_e = 400 \text{Mpa} \\ f_{c28} = 20 \text{Mpa} \end{cases}$

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

$$\rightarrow \frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 20}{1 \times 1,5} = 11,33Mpa \\ \sigma_{bs} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83Mpa \end{cases}$$

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

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 dégression des charges d'exploitation.

II.4.4 La loi de dégression des charges

D'après le (BAEL 91 art. V.2 page 22) Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture.
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul Q_i : surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

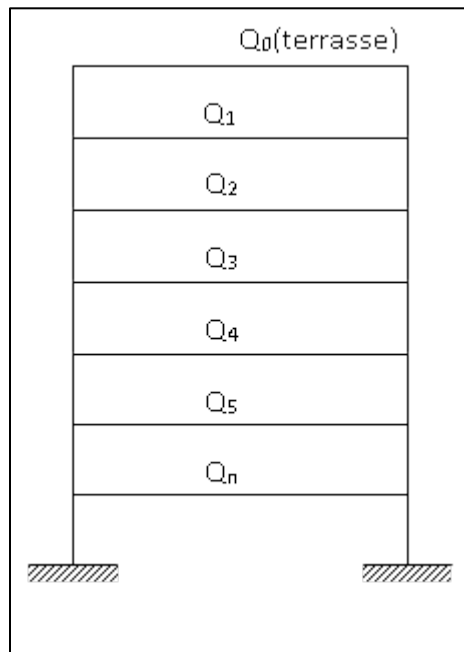


Figure II. 12: Loi de la dégression.

$$\Sigma Q = Q_0.$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1.$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$$

$$\Sigma Q = Q_0 + (3+n / 2n) \Sigma Q_i \quad (n \geq 5).$$

Dans notre cas

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

Tableau II. 10 : Descente des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q(KN)
Terrasse	Q0	1
5ème étage	Q0+Q1	2.5
4ème étage	Q0+0,95(Q1+Q2)	3.85
3ème étage	Q0+0.9 (Q1+Q2+Q3)	5.05
2ème étage	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
1ème étage	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
RDC	Q0+ 0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+ QRDC)	7.75
S-SOL	Q0 + 0,71(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + QRDC+ QSS)	8.45

II.4.5 Descente des charges permanentes

↪ **Poteau centrale**

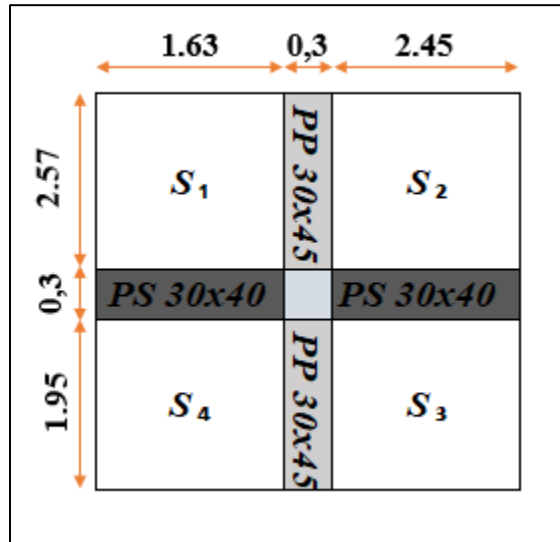


Figure II. 13 : Poteau centrale.

↪ **Surface d'influence**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = 1,63 \cdot 2,57 + 2,45 \cdot 2,57 + 1,63 \cdot 1,95 + 2,45 \cdot 1,95$$

$$S = 18,44 \text{ (m}^2\text{)}$$

Tableau II. 11 : Surface d'influence.

S1(m²)		S2(m²)		S3(m²)		S4(m²)	
2.57	1.63	2.45	2.57	2.45	1.95	1.63	1.95
4.19		6.30		4.78		3.18	
18.44							

↺ L x pot = 0,30

↺ L y pot = 0,30

↺ L pp = 4,82

↺ L ps = 4,3

Tableau II. 12 : Descente des charges permanentes du poteau central.

<i>Niveau</i>	Désignation des éléments	dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
<i>Terrasse</i>	Plancher	$\sum S_i$		18.44	/	6.35	117.10
	Poutre porteuse (45x30)	0.45	0.3	0.135	4.82	25	16.2675
	Poutre secondaire (40x30)	0.4	0.3	0.12	4.38	25	13.14
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3.06	25	76.5*Br
Gterrasse							147+76.5*Br
<i>Étages courants</i>	Plancher	$\sum S_i$		18.44	/	5.25	96.82
	Poutre porteuse (45x30)	0.45	0.3	0.135	4.82	25	16.2675
	Poutre secondaire (40x30)	0.4	0.3	0.12	4.38	25	13.14
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3.06	25	76.5*Br
Gétages courants							126.23+76.5*Br
G4 étages = 4G(étage)							504.90+306*Br
<i>RDC</i>	Plancher	$\sum S_i$		18.44	/	5.25	96.82
	Poutre porteuse (45x30)	0.45	0.3	0.135	4.82	25	16.2675
	Poutre secondaire (40x30)	0.4	0.3	0.12	4.38	25	13.14
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3.40	25	85*Br
Grdc							126.23+85*Br
<i>S-SOL</i>	Plancher	$\sum S_i$		18.44	/	5.25	96.82
	Poutre porteuse (45x30)	0.45	0.3	0.135	4.82	25	16.2675
	Poutre secondaire (40x30)	0.4	0.3	0.12	4.38	25	13.14
	Poteau	(a-2)*(b-2)		Br	3.74	25	94*Br
Gs-sol							126+94*Br
Gtotale							903.87+561*Br

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \text{ (POT) KN} = Q_t \text{ (KN/m}^2\text{)} * \text{ Surface d'influence} \\ Q_t \text{ (KN/m}^2\text{)} = 8,45 \\ Q \text{ (POT) KN} = 155,83 \end{array} \right.$$

Nous remplaçons N_u de l'équation -2- dans l'équation -1- pour dimensionner les poteaux .

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

$$N_u = 1453,97 + 757,35 * Br \quad \dots\dots\dots (2)$$

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

$$Br \geq 0,0780 * N_u \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Br \geq 113,48 + 59,109 * Br$$

$$Br \geq 0,1135 + 0,0591 * Br$$

$$Br \geq 0.120608004 \text{ m}^2$$

$$Br \geq 1206,08 \text{ cm}^2$$

➤ En choisissant les poteaux carrés de côté

$$Br = (a-2)^2 \Rightarrow (a-2)^2 \geq 1206,08 \text{ cm}^2$$

$$a \geq 36,73 \text{ cm}^2$$

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

$$\begin{cases} a = 0,4 \\ b = 0,4 \end{cases}$$

B) Condition de stabilité

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Lf = 0,7 L_0 ; I = \frac{bh^3}{12} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ \lambda = \frac{Lf}{i} \end{array} \right.$$

λ : Élançement du poteau.

L_f : 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.

Tableau II. 13 :Condition de stabilité.

<i>Niv</i>	L_0	L_f	I	i	λ	<i>Oservation</i>
<i>étage courant</i>	3.06	2.14	0.00213	0.1155	18.55	C V
<i>RDC</i>	3.4	2.38	0.00213	0.1155	20.61	C V
<i>S-SOL</i>	3.2	2.24	0.00213	0.1155	19.40	C V

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

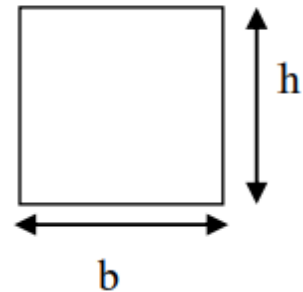
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = 20,61 \Rightarrow \alpha = 0,795$

C) Vérification vis-à-vis le RPA

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20} \text{ (zone IIa)} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq \frac{340}{20} = 17 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$



Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi les dimensions préliminaires des différentes sections, une étape essentielle pour assurer la conformité du bâtiment aux réglementations en vigueur.

Grâce à ces dimensions initiales et aux charges déterminées, nous pourrons entamer le dimensionnement des divers éléments. Le prochain chapitre sera consacré exclusivement au dimensionnement des éléments secondaires.

Chapitre III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction

Les éléments secondaires – tels que le plancher, l'acrotère, l'escalier et le balcon – ne jouent pas de rôle porteur ni ne participent au contreventement de la structure. Dans le RPA, ils sont souvent désignés sous le terme d'éléments non structuraux. Cependant, en présence de charges sismiques, ces éléments non structuraux peuvent se retrouver à supporter temporairement des charges, ce qui augmente le risque de dommages importants s'ils n'ont pas été conçus pour de telles sollicitations .

Le calcul de ces éléments s'effectue selon la méthode suivante :

- Dimensionnement (chapitre 2)

Définir les dimensions préliminaires et finales des éléments structurels, en veillant à ce qu'elles répondent aux exigences de résistance et de stabilité.

- Évaluation des charges (chapitre 2)

Identifier et quantifier les différentes charges (permanentes, variables, sismiques, etc.) agissant sur les éléments de la structure.

- Détermination des sollicitations les plus défavorables

Calculer et identifier les sollicitations maximales (moments, efforts tranchants, etc.) qui se produisent sous les conditions de chargement extrêmes.

- Détermination de la section d'acier

Choisir la section d'acier appropriée afin de résister aux sollicitations maximales définies, en assurant la sécurité et la durabilité de la structure.

Ces étapes garantissent une approche méthodique et rigoureuse dans la conception des éléments non structuraux, assurant ainsi une réponse adaptée aux exigences du projet.

Les éléments structuraux d'un ouvrage sont classés en éléments principaux ou secondaires en fonction de leur contribution à la résistance aux actions sismiques ou à la redistribution de ces charges dans la structure.

III.1 Étude de l'Acrotère

L'acrotère est un élément architectural et fonctionnel qui assure à la fois un rôle de protection et une finition esthétique pour le bâtiment. Il est particulièrement exposé aux intempéries et se trouve généralement en périphérie des toitures inaccessibles. D'un point de vue structurel, il est assimilé à une console encastrée à sa base dans le plancher de la terrasse, ce qui le soumet à une flexion composée sous l'effet de :

- Une charge verticale due à son propre poids.
- Une charge horizontale causée par le vent, les actions sismiques ou la poussée exercée par la main courante.

La section la plus sollicitée se situe au niveau de l'encastrement, où les moments fléchissants atteignent leurs valeurs maximales. Une étude approfondie et un dimensionnement précis sont donc essentiels pour assurer sa résistance et éviter tout risque de déformation ou de rupture.

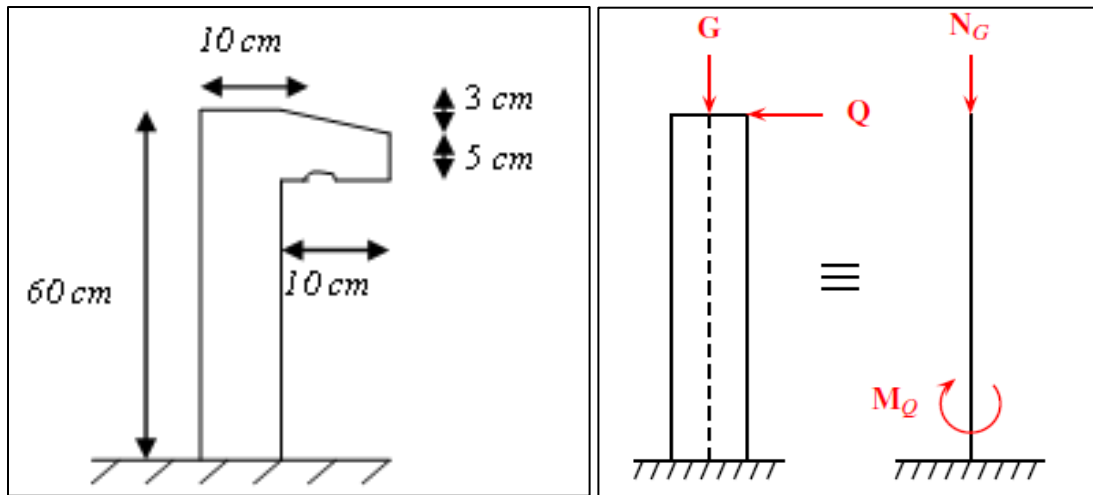


Figure III. 1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1 Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- Les fissurations sont considérées comme préjudiciables (il est exposé aux intempéries).
- Le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS sur une bande de 1 mètre linéaire.

III.1.2 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)
- * «zone IIa, groupe 2 » $\Rightarrow A = 0.15$
- * C_p : facteur de force horizontale (Tableau 6-1)
- * $C_p = 0.8 \Rightarrow$ pour élément de console
- * W_p : Poids de l'acrotère ; $W_p = 2,0475 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,0475 = 0.9828 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

\Rightarrow Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'action sismique.

Le calcul se fera avec $Q = 1 \text{ kN/ml}$, donc par rapport aux sollicitations les plus défavorables.

III.1.3 Calcul des sollicitations

III.1.3.1 Calcul des efforts normaux

- Effort normal dû à la charge permanente (G) : $N_G = G \Rightarrow N_G = 2,0475 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la charge d'exploitation (Q) est nul. $\Rightarrow N_Q = 0 \text{ KN}$

- **Calcul des efforts**

↳ **À l'ELU**

$$N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 2,0475 \Rightarrow N_u = 2,764125 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q. \quad (M_G = 0)$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

↳ **À l'ELS**

– Effort normal : $N_s = N_G \Rightarrow N_s = 2,0475 \text{ KN}$

– Moment fléchissant : $M_s = Q \times L = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.4 Calcul de l'excentricité

D'après le **BAEL (Article 4-4)** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

Les actions soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme on remplaçant l'excentricité réel par une excentricité totale de calcul:

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

- e_1 : Excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,9}{2,76} \Rightarrow e_1 = 0,326 \text{ m} = 32,6 \text{ cm}$$

Une excentricité de la résultante des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles.

On a:

$$e_1 = 32,6 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 = 1,6 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur, la section donc est partiellement comprimée alors son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf}

- e_a : Excentricité additionnelle : traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

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

- e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre : liés a la déformation de la structure.

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

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

ϕ : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ; $\phi = 2$

$$\alpha : \text{Le rapport du moment} : \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement $h = 10\text{ cm}$

$$\text{Donc} : e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,00864\text{m} = 0,864\text{ cm}$$

$$\text{Alors} : e_T = 32,6 + 0,864 + 2 \Rightarrow e_T = 35.464\text{ cm}$$

III.1.4.1 Sollicitation majorée

$$M_U = M_{UQ} + e_T \times N_U \Rightarrow M_U = 0,9 + 0,3656 \times 2,67 \Rightarrow M_U = 1,87\text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,67\text{ KN/ml}$$

III.1.5 Ferrailage

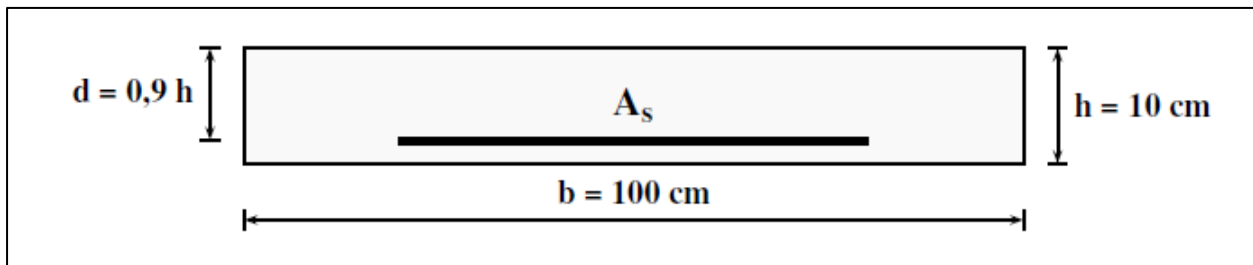


Figure III. 2: Section à ferrailer.

↪ Le moment fictive

$$M_{Uf} = M_U + N_U \times e_{totale}$$

↪ Hauteur utile

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 90\text{ cm}$$

$$M_{Uf} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{Uf} = 1,87 + 2,67 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) \Rightarrow M_{Uf} = 1,98 \text{ N.m}$$

↳ Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{Uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,98 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 11,33} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < 0,186$: Donc l'ELU est atteint au pivot « A » alors ($A'_s = 0$).

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}) \Rightarrow \alpha_u = 0,028$$

↳ La section fictive d'aciers tendus est

$$A_{Sf} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_{Sf} = \frac{0,8 \times 0,028 \times 1 \times 0,09 \times 11,33}{347,83} \Rightarrow A_{Sf} = 0,657 \text{ cm}^2$$

↳ La section réelle d'acier tendu est

$$A_s = A_{Sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,657 - \frac{2,67}{347,83 \times 1000} = 0,657 \text{ cm}^2$$

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non fragilité.

III.1.5.1 Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité ... (Art A.4.2)

$$A_{Smin} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}_{Smin}$$

$$\Rightarrow A_{Smin} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{1,8}{400} \right\}_{Smin}$$

$$A_{Smin} \geq \max\{1; 0,931\}_{Smin} \Rightarrow A_{Smin} = 1 \text{ cm}^2 > A_s = 0,931 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_{Smin} = 1 \text{ cm}^2 \text{ et en adopte 4T8 avec : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

↳ L'espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

↳ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ On adopte 2T12 avec } A_r = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

A. Vérification À l'ELS

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier

- La contrainte limite de traction de l'acier (**BAEL91**)

La fissuration est préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max (0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8}) \right\} = 186,67 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,66 ; \max (200 ; 186,67) \} = 200 \text{ Mpa}$$

- La contrainte limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ Mpa}$$

- La sollicitation à l'ELS: $N_{ser} = 2,0475 \text{ KN/ml}$; $M_{ser} = Q \times L \Rightarrow M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$.

- L'excentricité

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,0475} = 0,293 \text{ m} = 29,3 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91, l'effort de compression sera compté positivement, même chose pour l'excentricité « e ».

B. Vérification : on résout l'équation du 3^{eme} degré

⇒ Vérification d'une section partiellement comprimée

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e \Rightarrow C = \frac{10}{2} - 29,3 = -24,3 \text{ cm}$$

$$P = -3C^2 - 90A'_s \frac{(C-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-C)}{b} = -3C^2 + 90A_s \frac{(d-C)}{b} \quad ; \quad (A'_s = 0)$$

$$P = -3(-24,3)^2 + 90 \times 2,01 \frac{(9+24,3)}{100} = -1711,23 \text{ cm}^2 = 0,171 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - 90A'_s \frac{(C-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b} = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b}$$

$$q = -2(-24,3)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(9+24,3)^2}{100} = 26691,832 \text{ cm}^3 = 0,0267 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,01}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 90}{7,5 \times 2,01}} - 1 \right] \Rightarrow y = 7,071 \text{ cm}$$

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$z^3 + -1711,23z + 26691,832 = 0$$

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\Delta = 26691,832^2 + \frac{4(-1711,23)^3}{27}$$

$$\Delta = -29917762,56$$

$$\begin{aligned} \Delta < 0 \Rightarrow \phi &= \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) = \phi = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 26691,832}{2(-1711,23)} \sqrt{\frac{-3}{-1711,23}} \right) \\ &= \text{Arc cos}(-0,979) = 168,24^\circ \end{aligned}$$

$$\phi = 168,24^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2 \sqrt{\frac{-(-1711,23)}{3}} = 47,77 \text{ cm}$$

$$Z_1 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) \Rightarrow Z_1 = 47,77 \times \cos \left(\frac{168,24}{3} \right) = 26,66 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 120 \right) \Rightarrow Z_2 = 47,77 \times \cos \left(\frac{168,24}{3} + 120 \right) = -47,66 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 240 \right) \Rightarrow Z_3 = 47,77 \times \cos \left(\frac{168,24}{3} + 240 \right) = 21 \text{ cm}$$

- La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 26,66 + (-24,3) = 2,36 \text{ (cm)}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -47,66 + (-24,3) = -71,96 \text{ (cm)}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 21 + (-24,3) = -3,3 \text{ (cm)}$$

Puisque $\Delta < 0$, on choisit parmi $Z_1; Z_2; Z_3$ la valeur qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$0 \leq y_{ser1} = 2,36 \leq 9 \rightarrow Z = Z_1 = 26,66 \text{ cm}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$\begin{aligned} I &= \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15[A_S(d - y_{ser})^2 + A'_S(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \times (2,36)^3}{3} + 15[2,01(9 - \\ &2,36)^2] I = 1767,44 \text{ cm}^4 . \end{aligned}$$

- Les contraintes valent

$$\sigma_{bc} = \frac{ZN_{ser}}{I} y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{26,66 \times 2,0745}{1767,44 \times 10^{-4}} \times 2,36 \Rightarrow \sigma_{bc} = 738,484 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_{bc} = 0,738484 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ ✓ Condition vérifiée.

$$\sigma_s = 15 \frac{ZN_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{26,66 \times 2,0745}{1767,44 \times 10^{-4}} (9 - 2,36)$$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{31166,515 \text{KN}}{\text{m}^2} = 31,166515 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

↶ Schéma de ferrailage de l'acrotère.

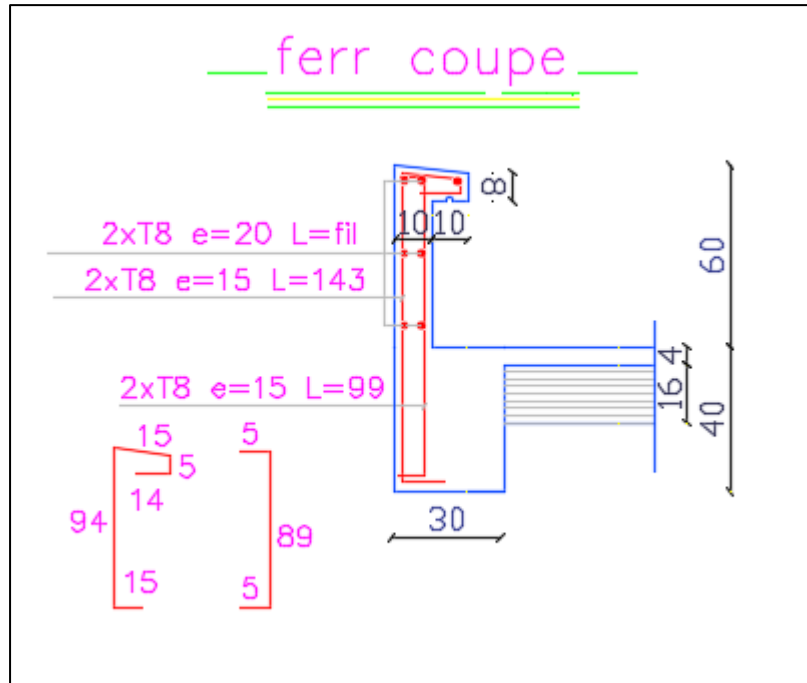


Figure III. 3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

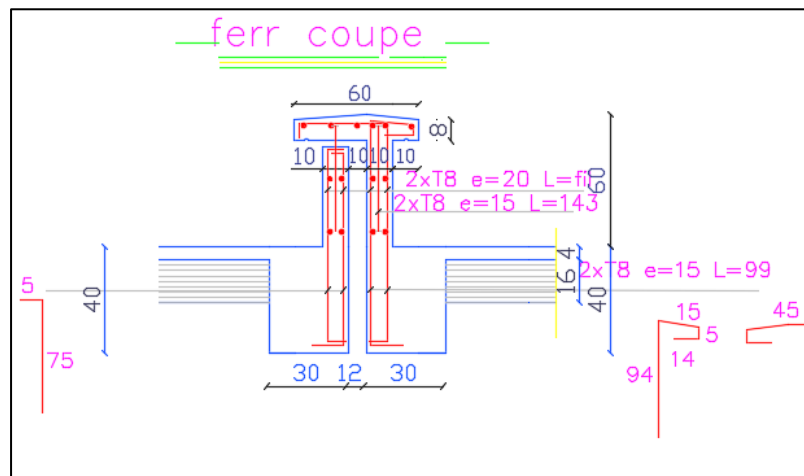


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

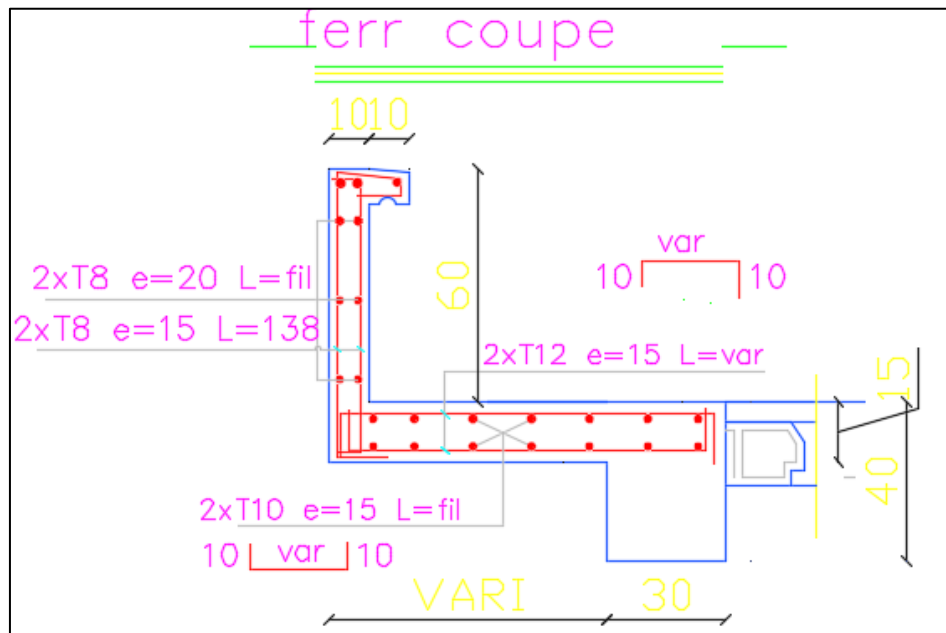


Figure III. 5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2 Plancher en corps creux

Comme mentionné dans le chapitre précédent, un plancher à corps creux de type (16+5) cm a été prévu. Ce plancher repose sur des poutrelles disposées dans le sens des petites portées. Ce système constructif permet non seulement de supporter les charges, mais également d'assurer une **isolation thermique et acoustique** efficace entre les différents niveaux du bâtiment.

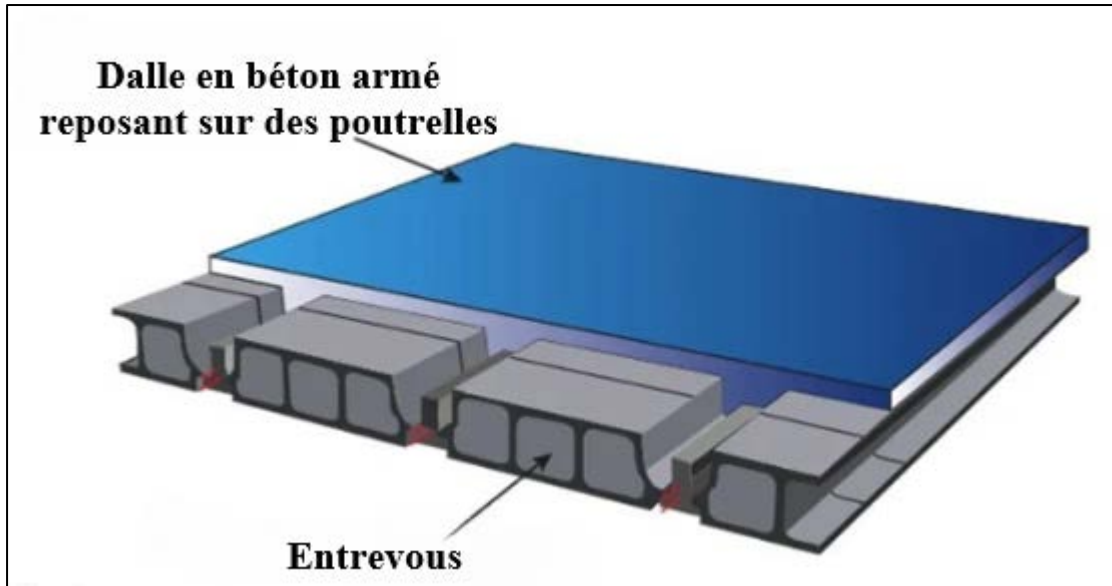


Figure III. 6: Planchers à corps creux.

III.2.1 Dalle de compression

La dalle de compression assure la répartition uniforme des charges sur la surface du plancher, résiste au feu et à la chaleur lorsque nécessaire, et peut également jouer un rôle dans l'isolation phonique.

Cette dalle, dont l'épaisseur dépasse généralement 4 cm, doit être correctement armée avec un quadrillage dont les dimensions doivent satisfaire aux conditions suivantes (Art B.6.8.4.2.3) :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures < 20 cm (5 \emptyset /m).
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures < 33 cm (3 \emptyset /m).

III.2.2 Justification du choix des planchers à corps creux

Le choix d'un plancher à corps creux est motivé par plusieurs avantages techniques et économiques, à savoir :

- L'absence de charges concentrées importantes agissant sur les planchers.
- Une structure plus légère par rapport aux dalles pleines, réduisant ainsi les charges permanentes.
- Une solution plus économique que les dalles pleines, tant en termes de matériaux que de mise en œuvre.

- Une exécution simple, avec une bonne isolation thermique et phonique intégrée.

III.2.3 Méthode de calcul

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, suivant l'Art B.A.E.L91 nous citons comme exemple les méthodes la méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT.

III.2.4 Méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire: $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- 2- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 3- Les éléments de poutre ont une section constante.
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas où l'une de ces (04) conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

❖ Principe de la méthode

La méthode consiste à déterminer les valeurs maximales des moments dans la travée et sur les appuis en fonction d'une valeur de référence, fixée forfaitairement. Cette valeur de référence correspond au moment fléchissant maximal M_0 obtenu dans une travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans une travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

- ✓ $\alpha = Q/G+Q$.
- ✓ 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 :

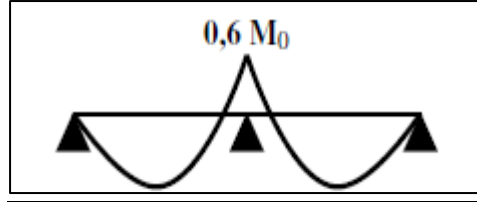
$$1) \quad M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

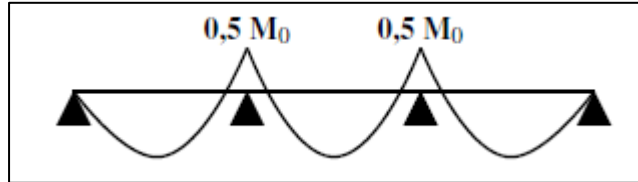
$$3) \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée de rive.}$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

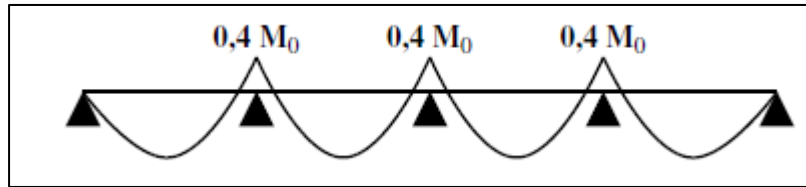
1) Cas de 02 travées



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 $L = a + b$.

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

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

III.2.5 La méthode de CAQUOT

La méthode de Caquot s'applique principalement aux planchers des constructions industrielles et également à ceux soumis à une charge d'exploitation modérée.

❖ **Principe de la méthode**

Cette méthode, élaborée par Albert Caquot, repose sur la méthode des trois moments, qu'elle a simplifiée et corrigée afin de prendre en compte les points suivants :

↵ **Variation du moment d'inertie efficace**

La méthode intègre la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne du plancher. Ceci a pour effet de réduire les moments sur les appuis tout en augmentant ceux en travée.

↵ **Amortissement des effets de chargement**

Elle tient compte d'un amortissement plus important des effets du chargement des travées successives par rapport à celui prévu par la continuité théorique. Cette amélioration permet de limiter le nombre de travées soumises aux 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 .
- 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.

$L' = 0,8.L$: 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 :

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

$$M_{Pw} = \sum \frac{K_w \cdot P_w \cdot L_w^3}{L'_w + L'_e} : \text{due aux charges concentrées de la travée « w »}$$

$$M_{Pe} = \sum \frac{K_e \cdot P_e \cdot L_e^3}{L'_w + L'_e} : \text{due aux charges concentrées de la travée « e »}$$

- 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 :

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

- 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 : $M_i = M_U - V_w \times x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} - \sum_{a_j < x_0} P_i \cdot (x_0 - a_i)$

III.2.6 Evaluation des charges

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Charge permanentes: $G = 6,56 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 6,56 \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/ml}$

Sur charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant étage**

Charge permanentes: $G = 5,43 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow G = 5,43 \times 0,65 = 3,53 \text{ KN/ml}$

Sur charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

III.2.7 La combinaison de charge

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,26 + 1,5 \times 0,65 = 6,726 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,91 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,228 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,505 \text{ KN/ml}$

Pour calculer les poutrelles des planchers des, RDC, et étage courant on va utiliser la méthode forfaitaire.

III.2.8 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans l'article

(BAEL91/révisé99/B.6.2.2.10)

Condition 1

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kn/ml : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.

Pour notre structure on a

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6,726 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4,91 \text{ KN/ml} \quad Q < \max \{13,452 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Plancher étage courant étage**

$$G = 6,228 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4,505 \text{ KN/ml} \quad Q < \max \{12,456 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Condition 2

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

On $I = \text{cte}$ pour toutes les travées..... Condition vérifiée.

Condition 3

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 4

La fissuration est peu préjudiciable.....Condition vérifiée.

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.9 Calcul des sollicitations

On exprime les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moment dans la travée isostatique de référence).

Pour chaque travée, on pose :

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

M_0 :le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.

M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{array} \right.$$

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

↪ **Travée de rive**

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

↪ **Travée intermédiaire**

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

↪ **L'effort tranchant**

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{et} \quad (b = L - a)$$

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

III.2.10 Les Applications numérique de la méthode forfaitaire

a. Plancher de terrasse inaccessible

➤ **Calcul les charges linières**

$$G=6,523\text{KN/m}^2 \Rightarrow G = 6,523 \times 0,65 = 4,24 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1\text{KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

➤ **Combinaisons des charges linière**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 4,24 + 1,5 \times 0,65 = 6,70$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 4,24 + 0,65 = 4,89$$

Calcul les moments à l'E.L.U

1) **Les moments isostatiques en travée Moi**

- Travée(AB): $M_{O_1} = \frac{q_u \times l(AB)^2}{8} = \frac{6,70 \times 5,10^2}{8} = 21,78 \text{ kN.m}$

- Travée(BC): $M_{O_2} = \frac{q_u \times l(BC)^2}{8} = \frac{6,70 \times 4,50^2}{8} = 16,96 \text{ kN.m}$

- Travée(CD): $M_{O_3} = \frac{q_u \times l(CD)^2}{8} = \frac{6,70 \times 2,90^2}{8} = 7,04 \text{ kN.m}$

2) Les moments sur les appuis

Moment dans l'appui A et F : $M = 0 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui B et E : $M_B = -0,5 \max(M_{o(AB)}; M_{o(BC)}) = -10,89 \text{ KN.m}$

Moment dans l'appui C et D : $M_C = -0,4 \max(M_{o(BC)}; M_{o(CD)}) = -6,78 \text{ KN.m}$

3) Les moments en travées

$$M_t \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Max}\{1,05M_o; (1 + 0,3\alpha)M_o\} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o (\text{travée intermédiaire}) \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o (\text{travée de rive}) \end{array} \right\}$$

⇒ **les efforts tranchants**

$$\left\{ \begin{array}{l} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -0,2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = -0,2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{array} \right\}$$

Les résultats obtenus par cette méthode (M, T) sont exposés aux tableaux suivants

E.L.U

➤ **Moments fléchissants**

Tableau III. 1: les moments à l'ELU-plancher de terrasse.

travée	1		2		3		4		5	
L (m)	5.100		4.500		2.900		4.500		5.100	
M0 (KN.m)	21.894		17.046		7.079		17.046		21.894	
appuis	A		B		C		D		E	F
coef- forfaitai	0.00		0.50		0.40		0.40		0.50	0.00
Ma (-) (KN.m)	0.000		10.95		6.82		6.82		10.95	0.000
Mt 1 (KN.m)	17.515		9.015		0.615		9.015		17.515	
Mt 2 (KN.m)	13.571		8.861		3.680		8.861		13.571	
Mt max (KN.m)	17.515		9.015		3.680		9.015		17.515	

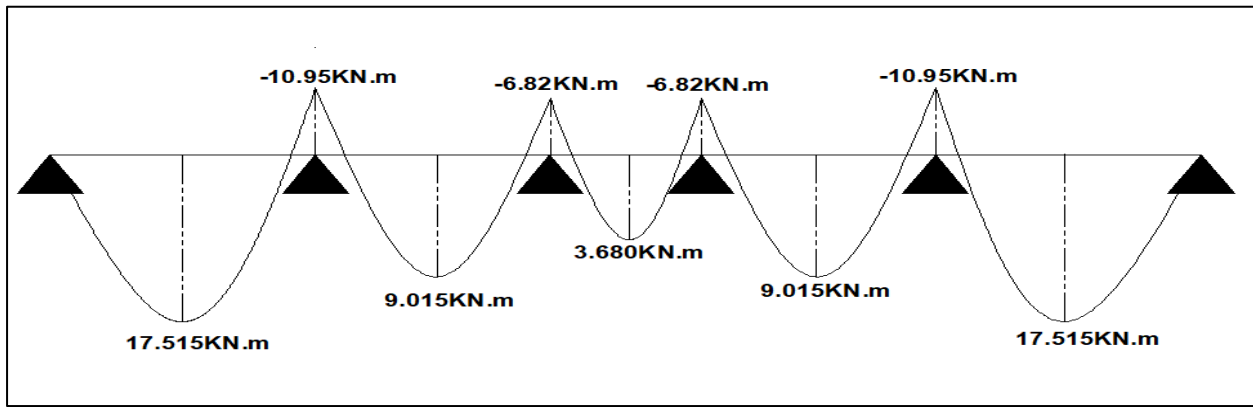


Figure III. 7: diagramme des moments a l'ELU-plancher de terrasse.

➤ Efforts tranchants

Tableau III. 2: les moments a l'ELU-plancher de terrasse.

travée	1	2	3	4	5
L (m)	5.100	4.500	2.900	4.500	5.100
Mt (KN.m)	17.515	9.015	3.680	9.015	17.515
Mw (KN.m)	0.000	-10.947	-6.818	-6.818	-10.947
Me (KN.m)	-10.947	-6.818	-6.818	-10.947	0.000
a (m)	2.242	2.380	1.450	2.120	2.858
b (m)	2.858	2.120	1.450	2.380	2.242
Vw (-) KN	15.625	16.774	14.480	14.939	19.918
Ve (+) KN	19.918	14.939	14.480	16.774	15.625

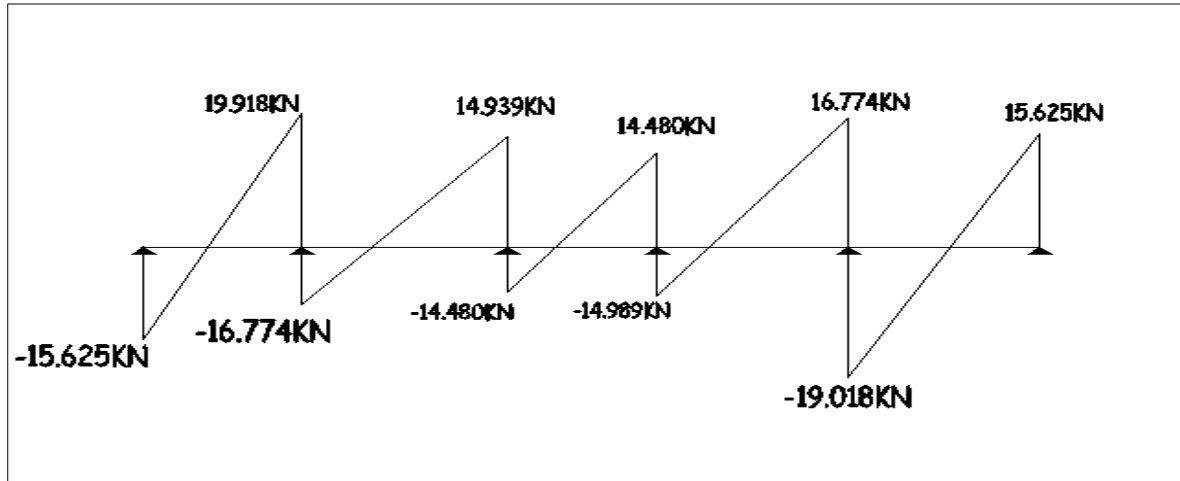


Figure III. 8 : diagramme des moments a l'ELU-plancher de terrasse.

E.L.S

➤ **Moments fléchissants**

Tableau III. 3: les moments a l'ELS-plancher de terrasse.

travée	1	2	3	4	5	
L (m)	5.100	4.500	2.900	4.500	5.100	
M0 (KN.m)	15.983	12.443	5.168	12.443	15.983	
appuis	A	B	C	D	E	F
coef- forfaitair	0.00	0.50	0.40	0.40	0.50	0.00
Ma (-) (KN.m)	0.000	7.991	4.977	4.977	7.991	0.000
Mt 1 (KN.m)	12.786	6.581	0.449	6.581	12.786	
Mt 2 (KN.m)	9.907	6.469	2.686	6.469	9.907	
Mt max (KN.m)	12.786	6.581	2.686	6.581	12.786	

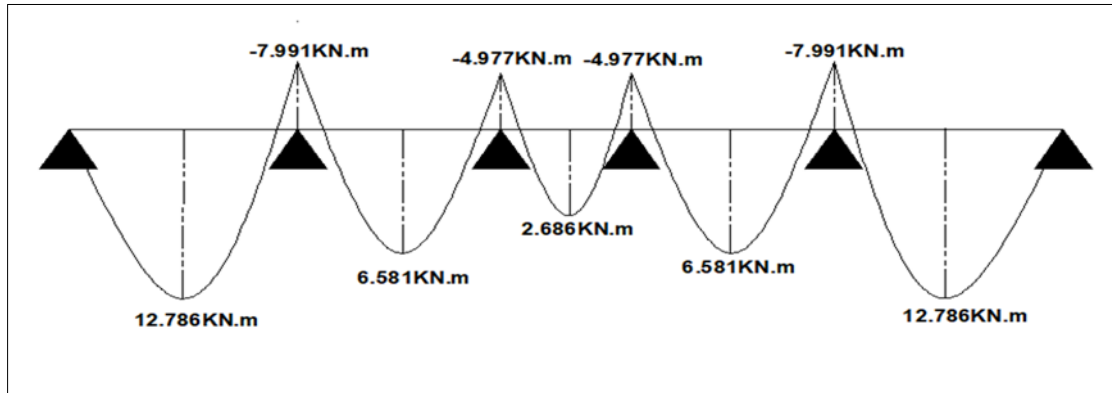


Figure III. 9 : diagramme des moments a l'ELS-plancher de terrasse.

➤ **Efforts tranchants**

Tableau III. 4: les moments a l'ELS-plancher de terrasse.

travée	1	2	3	4	5
L (m)	5.100	4.500	2.900	4.500	5.100
Mt (KN.m)	12.786	6.581	2.686	6.581	12.786
Mw (KN.m)	0.000	-7.991	-4.977	-4.977	-7.991
Me (KN.m)	-7.991	-4.977	-4.977	-7.991	0.000
a (m)	2.242	2.380	1.450	2.120	2.858
b (m)	2.858	2.120	1.450	2.380	2.242
Vw (-) KN	11.406	12.245	10.571	10.905	14.540
Ve (+) KN	14.540	10.905	10.571	12.245	11.406

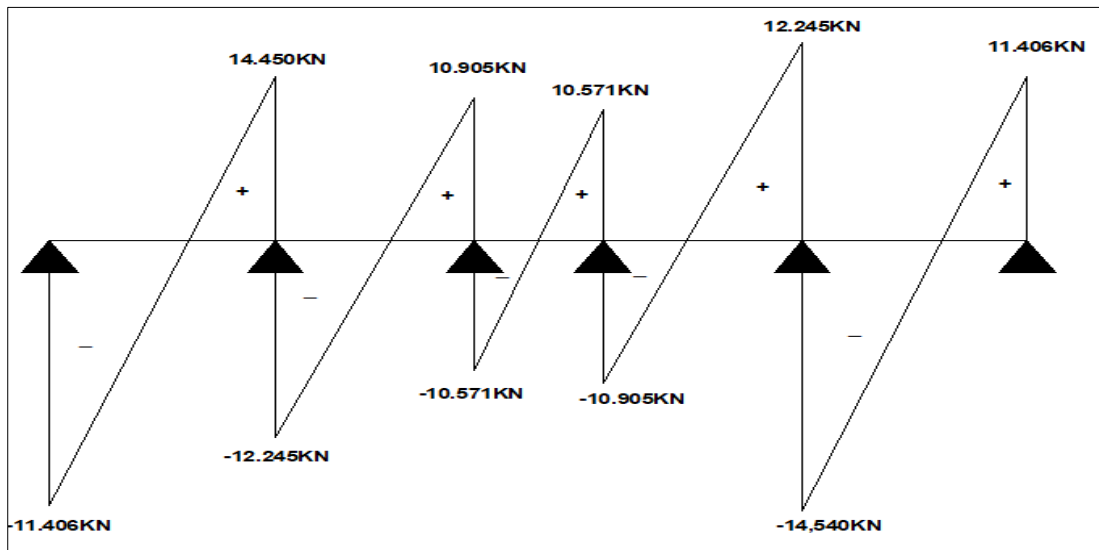


Figure III. 10 : diagramme des moments a l'ELS-plancher de terrasse.

✧ Les étages Courants+RDC

↻ E.L.U

a) Les moments fléchissants

Tableau III. 5 : diagramme des moments a l'ELU-étage courant.

travée	1	2	3	4	5	
L (m)	5.100	4.500	2.900	4.500	5.100	
M0 (KN.m)	20.255	15.770	6.549	15.770	20.255	
appuis	A	B	C	D	E	F
coef- forfaitai	0.00	0.50	0.40	0.40	0.50	0.00
Ma (-) (KN.m)	0.000	10.13	6.31	6.31	10.13	0.000
Mt 1 (KN.m)	16.506	8.575	0.667	8.575	16.506	
Mt 2 (KN.m)	12.810	8.397	3.487	8.397	12.810	
Mt max (KN.m)	16.506	8.575	3.487	8.575	16.506	

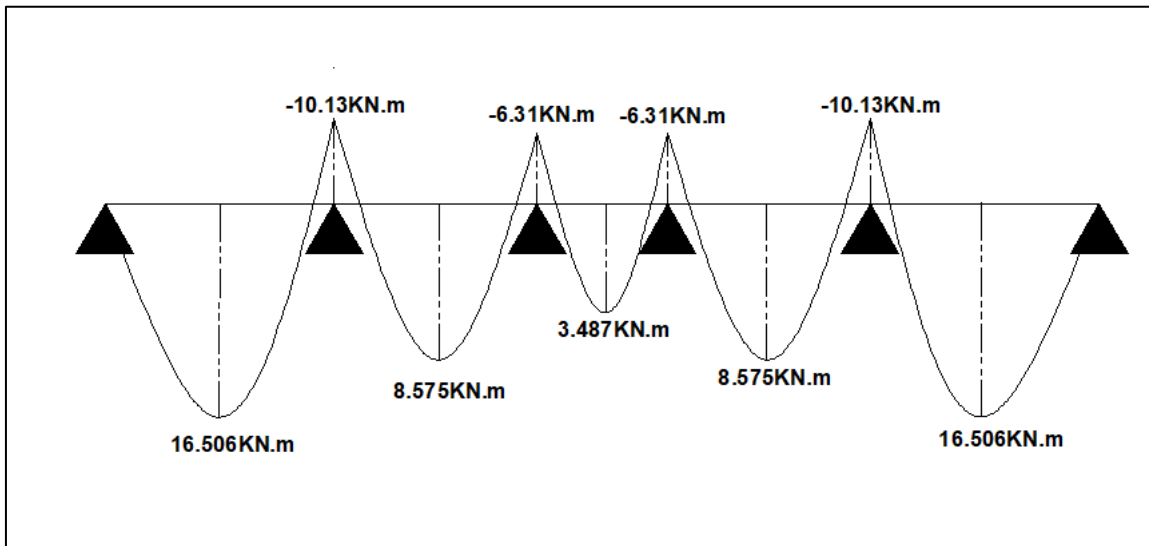


Figure III. 11: diagramme des moments a l'ELU-étage courant.

b) Efforts tranchants

Tableau III. 6: l'effort tranchant a l'ELU-étage courant.

travée	1	2	3	4	5
L (m)	5.100	4.500	2.900	4.500	5.100
Mt (KN.m)	16.506	8.575	3.487	8.575	16.506
Mw (KN.m)	0.000	-10.128	-6.308	-6.308	-10.128
Me (KN.m)	-10.128	-6.308	-6.308	-10.128	0.000
a (m)	2.246	2.378	1.450	2.122	2.854
b (m)	2.854	2.122	1.450	2.378	2.246
Vw (-) KN	14.695	15.728	13.510	14.030	18.667
Ve (+) KN	18.667	14.030	13.510	15.728	14.695

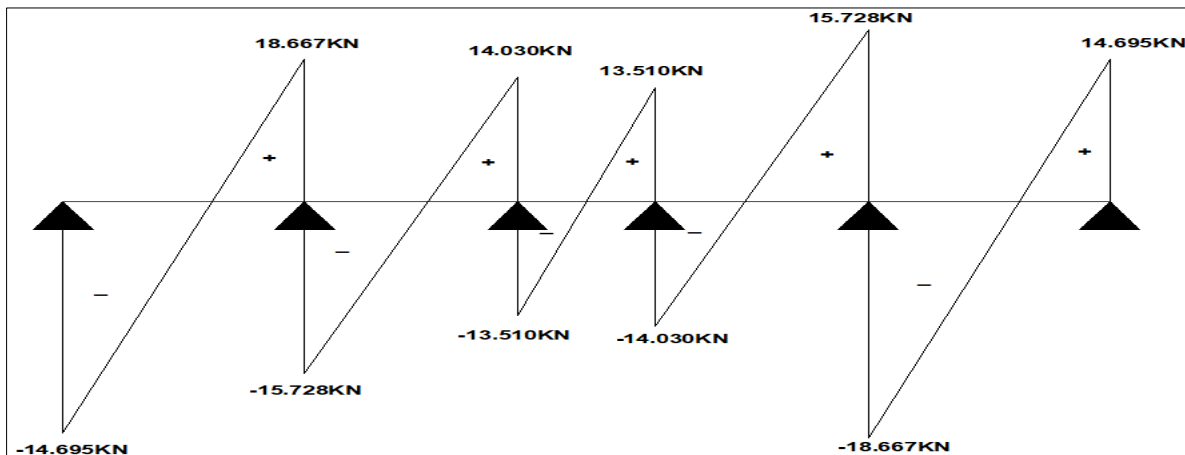


Figure III. 12: diagramme de l'effort tranchant a l'ELU-étage courant.

↶ **E.L.S**

a) Les moments fléchissants

Tableau III. 7 : les moments a l'ELS-étage courant.

travée	1		2		3		4		5	
L (m)	5.100		4.500		2.900		4.500		5.100	
M0 (KN.m)	14.652		11.407		4.737		11.407		14.652	
appuis	A	B		C		D		E		F
coef- forfaitair	0.00	0.50		0.40		0.40		0.50		0.00
Ma (-) (KN.m)	0.000	7.326		4.563		4.563		7.326		0.000
Mt 1 (KN.m)	11.940		6.203		0.482		6.203		11.940	
Mt 2 (KN.m)	9.266		6.074		2.522		6.074		9.266	
Mt max (KN.m)	11.940		6.203		2.522		6.203		11.940	

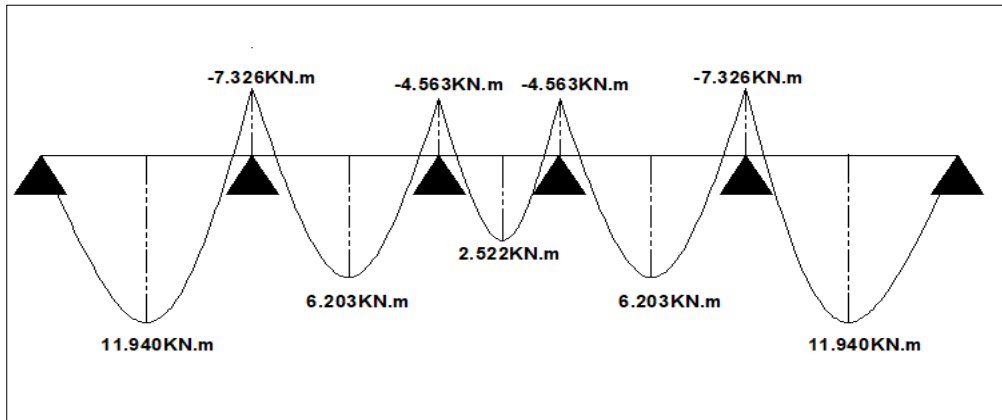


Figure III. 13: diagramme des moments a l'ELS-étage courant.

b) Efforts tranchants

Tableau III. 8: l'effort tranchant a l'ELS-étage courant.

travée	1		2		3		4		5	
L (m)	5.100		4.500		2.900		4.500		5.100	
Mt (KN.m)	11.940		6.203		2.522		6.203		11.940	
Mw (KN.m)	0.000		-7.326		-4.563		-4.563		-7.326	
Me (KN.m)	-7.326		-4.563		-4.563		-7.326		0.000	
a (m)	2.246		2.378		1.450		2.122		2.854	
b (m)	2.854		2.122		1.450		2.378		2.246	
Vw (-) KN	10.630		11.377		9.773		10.149		13.503	
Ve (+) KN	13.503		10.149		9.773		11.377		10.630	

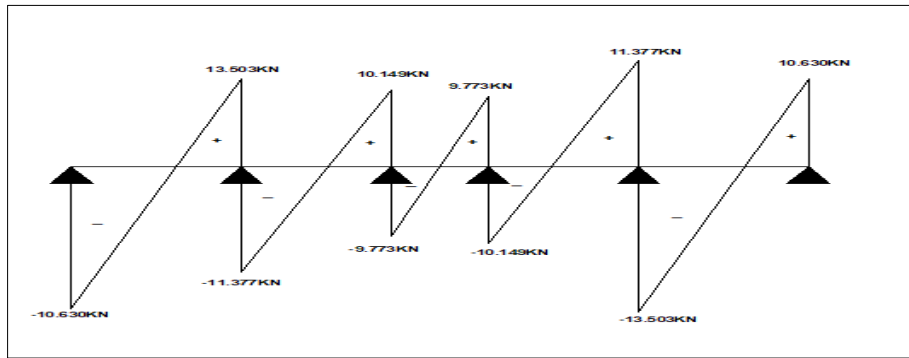


Figure III. 14: diagramme de l'effort tranchant a l'ELS-étage courant.

III.2.11 Calcul de ferrailage

Mu travée = 17,515 kN ; Mu appui = 10,95 kN.m ; Vu = 19,918 kN ; h = 21 cm ; h₀ = 5 cm ;
 d = 0,9h = 19 cm ; b = 65 cm ; b₀ = 10 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) ⇒ $\alpha_0 = 0,26 \Rightarrow \mu_0 = 0,186$

Le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 \times b_0 \times d^2 \times f_{bc} = 0,186 \times 0,65 \times 0,19^2 \times 11,33 \times 10^3$$

$$M_t = 50 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = 17,515 \text{ kN.m} < M_t = 50 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu 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.

III.2.11.1 Armature longitudinal

a) En travée

On a : b = 65 cm ; d = 0,9h = 19 cm ; (d : la hauteur utile).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,515 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,19^2 \times 11,33} = 0,066$$

$\mu = 0,066 < \mu_{lim} = 0,186 \Rightarrow \mu < \mu_{lim} = 0,1042 \Rightarrow A'_s = 0$ (pas de section d'acier comprimée).

$\alpha \in [0; \frac{1}{6}]$ est racine de l'équation $15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20 - 4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2 \times (3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = \frac{5 \times 0,073^2 \times (3-8 \times 0,073)}{3 \times (1-0,073)^2} = 0,025$$

$$A_s = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,025 \times 65 \times 19 \times 11,33}{348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1T12 $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 19 \times \frac{1,8}{400} \right\}$$

***Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s > A_{smin} = \max \left\{ \frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 19 \times \frac{1,8}{400} \right\}$$

Donc :

$$A_s > A_{smin} = \max\{1,37; 1,28\} \Rightarrow A_s = 1,37 \text{ cm}^2$$

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

b) En appui

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,95 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19^2 \times 11,33} = 0,268$$

$$\mu = 0,268 < \mu_{lim} = 0,1859 \longrightarrow A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,268)}) = 0,40.$$

$$A_s = \max \left\{ \frac{0,8 \times d \times b_0 \times f_{bc}}{\sigma_{bc}} \right\} = \max \left\{ \frac{0,8 \times 0,4 \times 10 \times 19 \times 11,33}{348} \right\}$$

$$A_s = 1,98 \text{ cm}^2$$

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

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23b_0 d \frac{ft_{28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 21}{1000}; 0,23 \times 10 \times 19 \times \frac{1,8}{400} \right\}$$

$$\max\{0,21; 0,2\} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 0,22; 1 \} = 1 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 2T12 $\longrightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$.

III.2.11.2 Armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_t \right\} = \phi \leq \min \{ 5,71; 10; 12 \}.$$

$\phi \leq 5,81 \text{ mm}$; donc on prend : $\phi = 6 \text{ mm}$.

▪ **Espacement**

D'après RPA99 version 2003 (7.5.2.2)

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{20}{4}; 12\phi \right\} = 6 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

III.2.12 Vérification de l'effort tranchant (ELU)

Selon (l'article A.5.1.1 des règles du BAEL91modifié99) page 37, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ Avec :

On a : $V_{\max} = V_u = 19,918 \text{ KN}$.

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau \leq \frac{19,918 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,19} = 0,161 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,2 \times 20}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 2,67 \text{ MPA}$$

On a : $V_{\max} = V_u = 19,918 \text{ KN}$.

Donc : On a : $\tau = 0,161 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2,67 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

III.2.13 Vérification des contraintes (ELS)

➤ **Vérification des contraintes :** (fissuration peu préjudiciable)

★ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,515}{12,786} = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39 > \alpha = 0,345$$

★ **En appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,95}{7,99} = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39 > \alpha = 0,345$$

III.2.14 Vérification de la flèche (ELS) : (l'article B.7.5 des règles BAEL)

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{510} = 0,0412 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{2,26}{65 \times 19} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$L \leq 8 \text{ m } L=5,10\text{m} \leq 8\text{m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 \times A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,26}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 19}{7,5 \times 2,26}} - 1 \right] = 3,36\text{cm}$$

➤ **l'inertie de la section**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15A_s(d - y)^2 = \left(\left(\frac{65 \times 3,96^3}{3} \right) + 15 \times 2,26(19 - 3,96)^2 \right)$$

Donc: $I=9013,72\text{cm}^4$

➤ **l'inertie de la section total homogène**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \left(\left(\frac{65 \times 21^3}{12} \right) + 15 \times 2,26 \left(\frac{21}{2} - 2,1 \right)^2 \right)$$

Donc : $I_0 = 52555,734\text{cm}^4$.

➤ **Calcul des facteurs λ_i et λ_v**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{db_0} = \frac{2,26}{19 \times 10} = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 1,8}{0,012 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 3,05$$

et on a : $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,05 = 1,22$

➤ **Calcul des moments**

$$M_c = \frac{q_c \times l^2}{8} = \frac{(G - C) \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = \frac{(5,433 - 1,46) \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = 8,40 \text{KN.m}$$

$$M_p = \frac{q_p \times l^2}{8} = \frac{(G + Q) \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = \frac{(5,433 + 1,5) \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = 14,66 \text{KN.m}$$

$$M_r = \frac{q_r \times l^2}{8} = \frac{G' \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = \frac{2,85 \times 0,65 \times 5,10^2}{8} = 6,02 \text{KN.m}$$

$$\sigma_r = 15 \times \frac{M_r(d - y)}{I} = 15 \times \frac{6,02 \times 10^3 \times (19 - 3,96)}{9013,72} = 150,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_c = 15 \times \frac{M_c(d - y)}{I} = 15 \times \frac{8,40 \times 10^3 \times (19 - 3,96)}{9013,72} = 210,24 \text{MPa}$$

$$\sigma_p = 15 \times \frac{M_p(d - y)}{I} = 15 \times \frac{14,66 \times 10^3 \times (19 - 3,96)}{9013,72} = 366,92 \text{MPa}$$

➤ **Calcul du coefficient**

$$\mu_r = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_r \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,012 \times 150,67 \times 1,8} = 0,65 \text{MPa}$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_c \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,012 \times 210,24 \times 1,8} = 0,74 \text{MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_p \times f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,012 \times 366,92 \times 1,8} = 0,84 \text{MPa}$$

➤ **Calcul de l'inertie fissurée**

$$I_{f_{ri}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = \frac{1,1 \times 52555,734}{1 + 3,05 \times 0,65} = 19383,51 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ci}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_c} = \frac{1,1 \times 52555,734}{1 + 3,05 \times 0,74} = 17749,86 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 52555,734}{1 + 3,05 \times 0,84} = 16230,01 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{cv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_r} = \frac{1,1 \times 52555,734}{1 + 1,22 \times 0,74} = 30382,23 \text{cm}^4$$

➤ **Evaluation de la flèche**

$$f_c = \frac{M_r \times l^2}{10E_i \times I_{f_{ci}}} = \frac{8,40 \times 5,10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 19383,51} = 0,0038 \text{m}$$

$$f_p = \frac{M_r \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{14,66 \times 5,10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 19383,51} = 0,0074 \text{m}$$

$$f_r = \frac{M_r \times l^2}{10E_i \times I_{f_{ri}}} = \frac{6,02 \times 5,10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 19383,51} = 0,0025 \text{m}$$

➤ **Fleche admissible**

On a

$$\Delta f_t = f_{cv} - f_r + f_p - f_c = 0,0066 - 0,0025 + 0,0073 - 0,0038 = 0,0076 \text{m}$$

$$\text{Si } L \geq 500 \text{cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Si } L \geq 500 \text{cm} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 \text{cm} + \frac{L}{1000}$$

$$L = 510 \text{cm} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 \text{cm} + \frac{510}{1000} = 1,01 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 0,0076 \text{m} = 0,76 \text{cm} < \bar{f} = 1,01 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Le flèche est vérifiée}$$

III.2.15 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **5cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections doivent être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } L < 50 \text{ cm} \longrightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \text{ et } f_e \text{ en MPA.} \\ \text{Si : } 50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \longrightarrow A_s > \frac{4L}{f_e} (\text{cm}^2) . \end{array} \right.$$

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

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{MPa}$; $L = 65 \text{cm}$.

III.2.16 Schémas de ferrailage

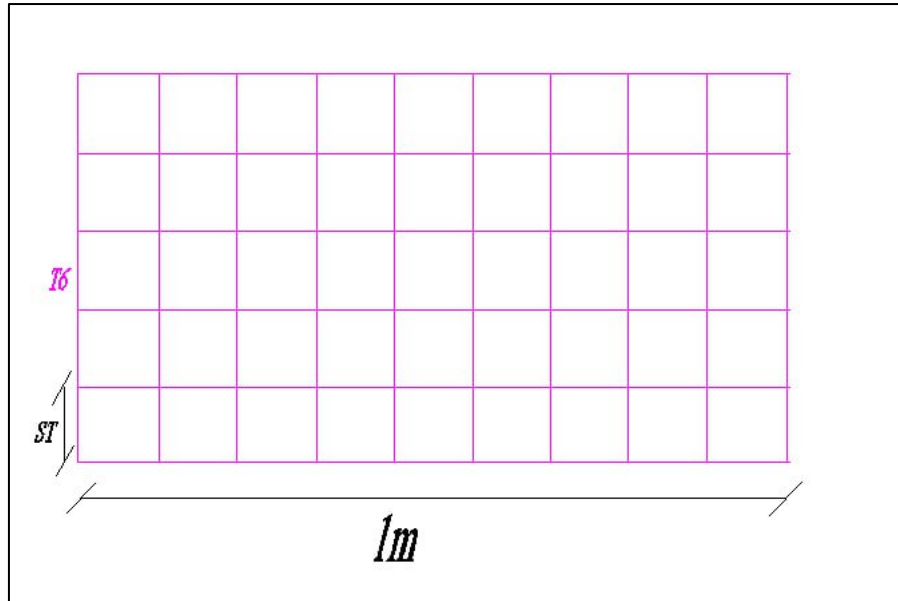


Figure III. 15: schéma de ferrailage de la dalle de compression

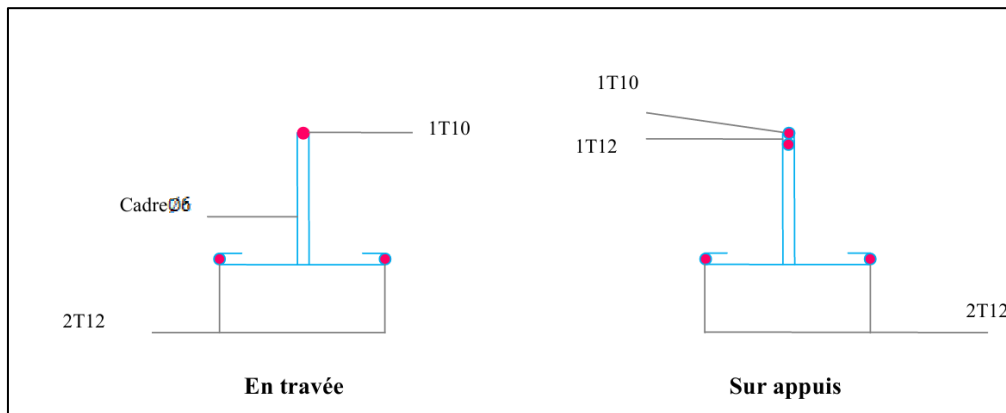


Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de la nervure.

III.3 Les balcons

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Le calcul se fait pour une bande de 1,00m

III.3.1 Evaluation des charges

- charge permanente $G = 5,29 \text{ KN/m}^2$

- charge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

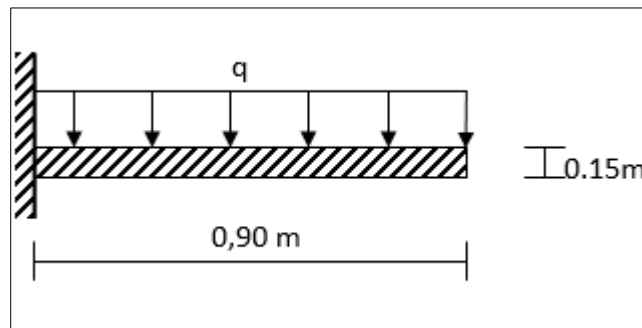


Figure III. 17 : Schéma statique du balcon.

⇒ Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur donc:

$G = 5,290 \text{ KN/ml}$; $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$.

III.3.1.1 Combinaison d'action

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

$$q_u = 1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5 = 12,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 5,29 + 3,5 = 8,79 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.2 Calcul des sollicitations

✓ **ELU**

$$V_A = q_u \times l = 12,39 \times 0,9 \Rightarrow V_A = 11,151 \text{ KN}$$

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12,39 \times 0,9^2}{2} = 5,02 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS**

$$V_A = q_{\text{ser}} \times l = 8,79 \times 0,9 \Rightarrow V_A = 7,911 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{8,79 \times 0,9^2}{2} = 3,56 \text{KN.m}$$

III.3.1.3 Calcul de ferrailage

On calcul le moment réduit:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,02}{1 \times 0,13^2 \times 11,33 \times 10^3} = 0,026$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{5,02}{3,56} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,026)}) = 0,033$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,033 \times 100 \times 13 \times 11,33}{348} \Rightarrow A_s = 1,12 \text{cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité: (selon le BAEL91)**

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{1,8}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max\{1,50; 1,35\} \Rightarrow A_{s \min} = 1,50 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1,50 \text{cm}^2$$

On adopte une section d'acier : **4T12** ($A_s = 5,52 \text{cm}^2$) avec un espacement **S=20cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 = 5,52/4 = 1,38 \text{cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4T12} \text{ par mètre de hauteur } \rightarrow A_r = 5,52 \text{cm}^2$$

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

III.3.1.4 Vérification

- **Vérification de l'effort tranchant :selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.918}{1 \times 0,13 \times 10^3} = 0,153 \text{MPa}$$

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u = \min \leq \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u = \min \leq \{2,67; 5 \text{MPa}\}$$

$\Rightarrow \tau_u = 2,67 \text{MPa}$, donc vérifier.

- **Vérification à L'ELS**

- contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12\text{MPa}$$

- contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\} \Rightarrow \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8}) \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 266,67; \max (200; 186,68) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200\text{MPa}$$

☞ calcul des contraintes: la contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est : $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} y$, on pose $k = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a:

☞ La contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

☞ La position de l'axe neutre : $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est:

$$\blacktriangleright y = \frac{15 \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 \times A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4,52}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7,5 \times 4,52}} - 1 \right] = 3,57\text{cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15A_s(d - y)^2 = \left(\left(\frac{100 \times 3,57^3}{3} \right) + 15 \times 4,52(13 - 3,57)^2 \right)$$

$$I = 7545,75\text{cm}^4$$

$$k = \frac{3,56}{7545,75 \times 10^{-5}} = 47,179\text{MPa/m}$$

$\sigma_{bc} = k \cdot y = 47,179 \times 0,0357 = 1,7\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 12\text{MPa}$, donc condition vérifiée.

$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 47,18 \times (0,13 - 0,0357) = 66,74\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 200\text{MPa}$, donc condition vérifiée.

• Vérification de la flèche: d'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$*\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{0,90} \geq \frac{1}{16} = 0,167 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$*\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_t = M_0) \Rightarrow 0,167 > 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$*\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0038 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

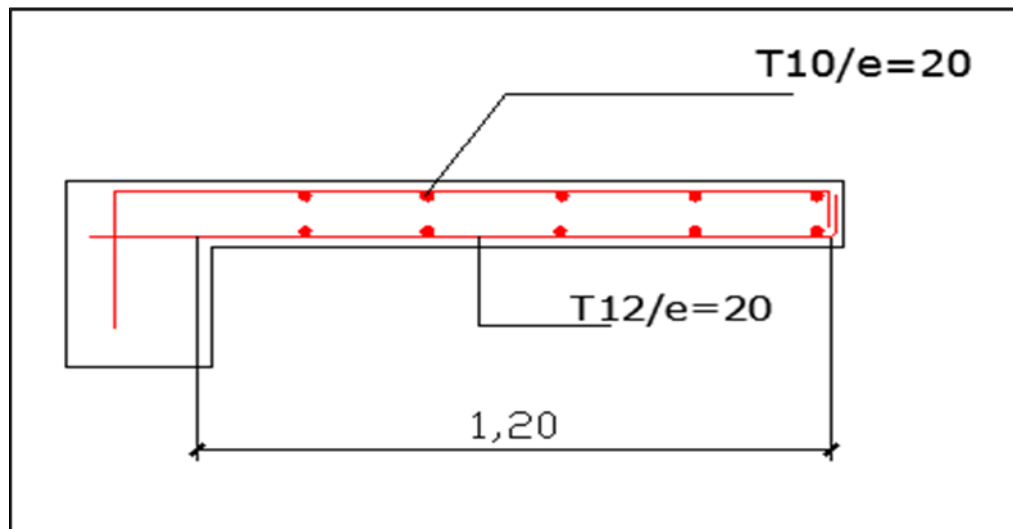


Figure III. 18 : Schéma de ferrailage des balcons.

III.4 Étude des escaliers

Les escaliers est un élément essentiel dans un hôtel, il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux, chaque escalier se compose d'un certain nombre de marche, palier et volée, dans notre projet il ya deux type d'escalier.

❖ Escalier de l'étage courant

a. Les charges

- Les charges permanentes:

$$G_{\text{palier}}=5,45\text{KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}}=9,03\text{KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation:

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volée}} = 2,5\text{KN/m}$$

b. Combinaisons de charges

ELU

$$q_{pu}=1,35G+1,5Q=11,11\text{ KN/m}^2$$

$$q_{vu}=1,35G+1,5Q=15,94\text{ KN/m}^2$$

Le calcul des armatures fait sur une bonde de 1m.

$$q_{pu}=11,11 \times 1 = 11,11\text{ KN/ml.}$$

$$q_{vu}=15,94 \times 1 = 15,94\text{ KN/ml.}$$

ELS

$$\hookrightarrow q_{ps}=G_p+Q_p=7,95\text{ KN/m}^2.$$

$$\hookrightarrow q_{vs}=G_v+Q_v=11,53\text{ KN/m}^2.$$

Pour une longueur de 1m les charge seront :

$$\hookrightarrow q_{ps}=7,95 \times 1 = 7,95\text{ KN/ml.}$$

$$\hookrightarrow q_{vs}=11,53 \times 1 = 11,53\text{ KN/ml.}$$

III.4.1 Calcul du volée 02

L'étude de se paillasse consiste à étudier comme console encastree dans la poutre limon :

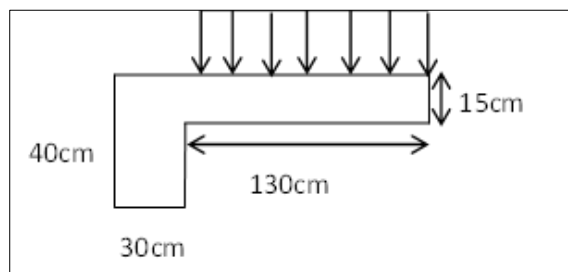


Figure III. 19 : Schéma statique de volée 02.

➤ **Sollicitation**

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 13,46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser} = q_s \cdot l^2 / 2 = 9,74 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = q_u \cdot l = 15,94 \cdot 1,3 = 20,72 \text{ KN.}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot l = 11,53 \cdot 1,3 = 15 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de ferrailage longitudinal**

✓ **En travée**

Fissuration peu préjudiciable.

Béton :

acier :

$$\left[\begin{array}{l} f_{c28} = 20 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 1,8 \text{ Mpa} \\ f_{bc} = 11,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{tu} = 13,46 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 9,74 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 13,46 / 9,74 = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,46 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 11,33} = 0,065.$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,065)}) = 0,0841$$

$$\alpha = 0,0841 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0841) = 13,05.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{13,46 \times 10^3}{13,5 \times 348} = 2,87 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max \{1,5; 1,55\} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,55; 2,87 \} = 2,87 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$\checkmark \quad 5T12 \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2, S_t = 20 \text{ cm}.$$

✂ Vérification à ELS

*** Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 186,68) = 186,68 \text{ MPa}.$$

$$M_{tser} = 9,74 \text{ KN.m}.$$

*** Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 5,65}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,01 \text{ cm}.$$

*** Moment d'inertie**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left(\frac{100 \times 4,01^3}{3} \right) + 15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2$$

$$\text{Donc : } I = 9782 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{tser}/I) \times Y = 4 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 (M_{tser}/I) \times (d - Y) = 141,74 \text{ MPa}.$$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_s = 141,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 186,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte **5T12** $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Les armatures de repartitions

$$A_r = A_s / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

on adopte **5T10** ($A_r = 3,92\text{cm}^2$) avec $St=20\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,153 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,67 \text{ MPa .}$$

Donc : $\tau_u = 0,153 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,67 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\left[\begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 15/344 = 0,0436 \geq 0,0465 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 15/344 = 0,0436 \geq 0,1 \times 13,46 / 13,46 = 0,1 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 5,65 \leq 4,2 \times 100 \times 13,5 / 400 = 14,18 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

➤ Schéma de ferrailage du volée

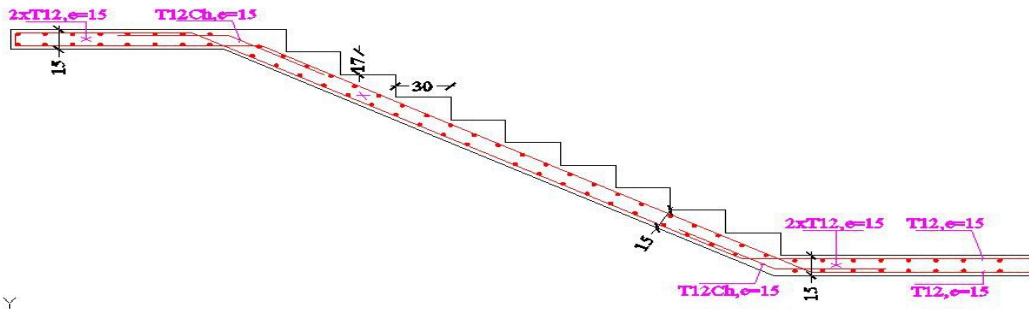


Figure III. 20 : Schéma statique de volée 02.

III.4.2 Calcul de volée 1 et 3

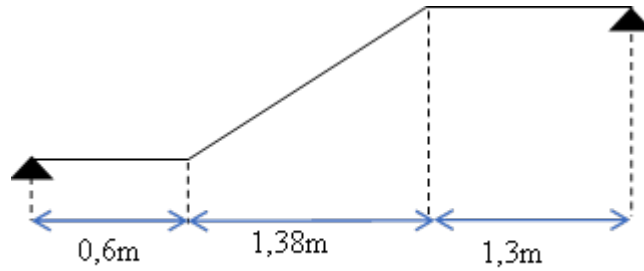


Figure III. 21 : schéma statique de volée 1et 3.

On a

$$q_{pu} = 11,11 \times 1 = 11,11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{vu} = 15,94 \times 1 = 15,94 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ps} = 7,95 \times 1 = 7,95 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{vs} = 11,53 \times 1 = 11,53 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de sollicitation

Calcul de la charge équivalente

$$q_{u-eq} = \frac{q_{pu} \times L_p + q_{vu} \times L_v}{L} = \frac{11,11(1,3 + 0,6) + 15,94 \times 1,38}{3,28} = 13,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s-eq} = \frac{q_{ps} \times L_p + q_{vs} \times L_v}{L} = \frac{7,95(1,3 + 0,6) + 11,53 \times 1,38}{3,28} = 9,46 \text{ KN/ml}$$

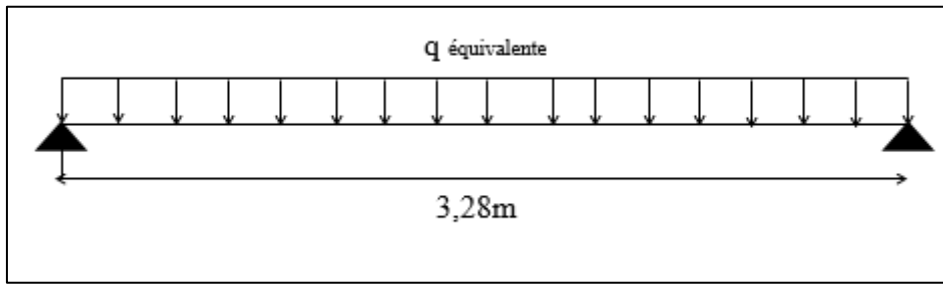


Figure III. 22 : Schéma statique de volée 1 et3 avec charge équivalente.

↳ **calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée Mt et en appui Ma**

$$V=q \times L/2 \quad ; \quad M_0=q \times L^2/8$$

D'après l'article A.8.2.32 de BAEL 91 modifiée 99 :

Le moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_0$

Le moment en appui égal à $M_{appui} = 0,3 \times M_0$

sollicitation	V(KN)	M0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	21,54	17,67	15,02	5,30
ELS	15,51	12,72	10,81	3,81

✓ **Calcul de ferrailage:**

✓ **En travée**

Fissuration peu préjudiciable.

Béton :

acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28}=20\text{MPa} \\ f_{t28}=1,8\text{Mpa} \\ f_{bc}=11,33\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e=400\text{MPa} \\ f_{bc}=348\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu}= 15,02\text{KN.m.} \\ M_{ts}=10,81\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 15,02/10,81 = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,02 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 11,33} = 0,073.$$

$$\mu_{bu} = 0,073 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A's = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,073)}) = 0,095$$

$$\alpha = 0,095 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,095) = 13.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{15,02 \times 10^3}{13 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max\{1,5; 1,55\} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1,55; 3,32\} = 3,32 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte **5T12** $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

➤ **Les armatures de repartions**

➤ $A_r = A_s / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$ on adopte **5T10** ($A_r = 3,92 \text{ cm}^2$) avec $St = 20 \text{ cm}$.

✓ **En appuis**

Le moment sur appuis :

$$\left[\begin{array}{l} M_{au} = 5,3 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 3,81 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\Gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 3,72 / 2,27 = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,3 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 11,33} = 0,026.$$

$\mu_b u = 0,026 < \mu_l u = 0,392 \quad A'_s = 0$ (pas de section d'acier comprimée).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,026)}) = 0,0329$$

$$\alpha = 0,0329 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,5 \times (1 - 0,4 \times 0,0329) = 13,32.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{5,3 \times 10^3}{13,32 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max \{1,5; 1,55\} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,55; 1,14 \} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T12** \longrightarrow **$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$. $S_t = 20 \text{ cm}$.**

➤ **Les armatures de reparations**

$A_r = A_s / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$ on adopte **5T10** avec $A_r = 3,92 \text{ cm}^2$ $S_r = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,160 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,67 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_u = 0,160 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,67 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

D'après BAEL 91 ,il est nécessaire de vérifiée la flèche si les condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$$\left[\begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \\ A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 15/328 = 0,046 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 15/328 = 0,046 \leq 0,1 \times 15,02 / 17,67 = 0,085 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 5,65 \leq 4,2 \times 100 \times 13,5 / 400 = 15,12 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ Schéma de ferrailage de volée 1 et 3

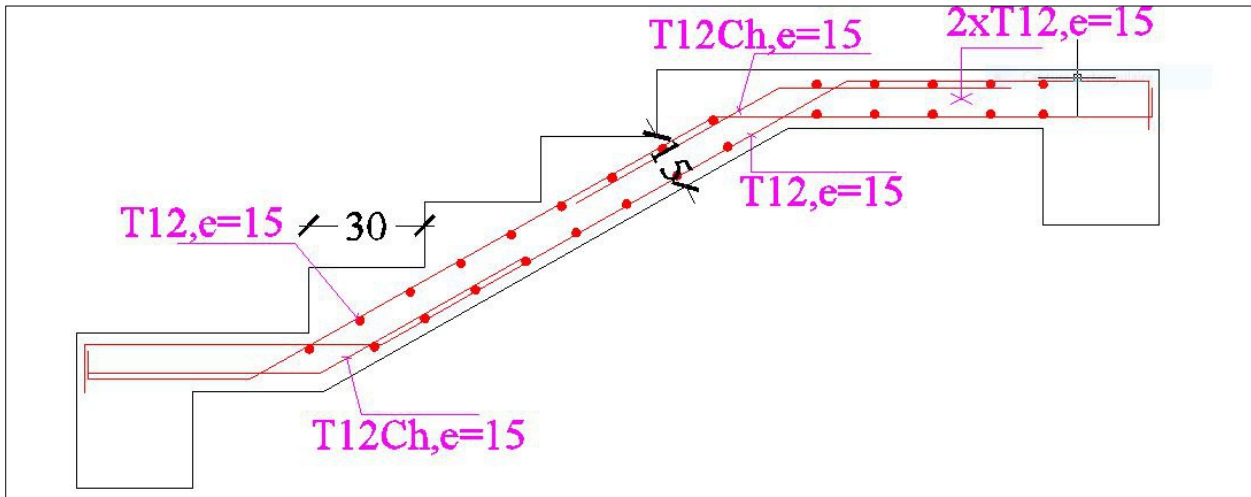


Figure III. 23 : Schéma de ferrailage du volée 1 et3.

III.4.3 Calcule de la poutre brisée

La hauteur de la poutre limitée comme suit

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec $L=270\text{cm}$

$$270/15 \leq h \leq 270/10 \quad 18 \leq h \leq 27$$

Donc en prend $h = 40\text{cm}$.

La largeur de la poutre limitée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \quad 16 \leq b \leq 21,6$$

Donc en prend $b = 30\text{cm}$.

➤ **Vérification de L’RPA**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.3.1 Evaluation des charges

Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Le poids du mur extérieur : $G_m = 3 \times h = 3 \times 2,66 = 7,98 \text{ KN/ml}$.

Donc le poids propre total sera :

$$G = G_p + G_m = 3 + 7,98 = 10,98 \text{ KN/ml}$$

↪ **Réaction de l’escalier sur la poutre**

$$\text{A L’E.L.U : } R_u = (q_e \times l) / 2 \Rightarrow R_u = 21,52 \text{ KN.}$$

$$\text{A L’E.L.S : } R_s = (q_e \times l) / 2 \Rightarrow R_s = 25,07 \text{ KN.}$$

↪ **Combinaison des charges**

$$\text{À L’E.L.U: } q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 7,7 + 23,26 = 33,65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L’E.L.S : } q_s = G + R_s = 7,7 + 16,76 = 24,46 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = (q_u \times l^2) / 8 = 33,65 \times (2,7)^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 30,66 \text{ KN.m}$$

$$V = (q_u \times l) / 2 = 33,65 \times (2,7) / 2 \Rightarrow V = 45,43 \text{ KN}$$

- **Combinaison des charges**

- ✓ **Zone volée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à ELU : } q_{vu} = 1,35G = 1,35 \times 10,98 = 14,82 \text{ KN/ml} \\ \text{à ELS : } q_{vs} = G = 10,98 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- ✓ **Zone palier**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à ELU : } q_{pu} = 1,35G + V = 1,35 \times 10,98 + 21,52 = 36,34 \text{ KN/ml} \\ \text{à ELS : } q_{ps} = G + V = 10,98 + 15,57 = 26,55 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.4.3.2 Calcul de q équivalente

$$q_{u-eq} = \frac{q_{pu} \times L_p + q_{vu} \times L_v}{L} = \frac{36,34 \times 1,3 \times 2 + 14,82 \times 2,7}{5,3} = 25,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s-eq} = \frac{q_{ps} \times L_p + q_{vs} \times L_v}{L} = \frac{26,55 \times 1,3 \times 2 + 10,98 \times 2,7}{5,3} = 18,62 \text{ KN/ml}$$

III.4.3.3 Calcul des sollicitations

Calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée Mt et en appui Ma

$$V = q \times L / 2 \quad ; \quad M_0 = q \times L^2 / 8$$

D'après l'article A.8.2.32 de BAEL 91 modifiée 99

↪ Le moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_0$

↪ Le moment en appui égal à $M_{appui} = 0,3 \times M_0$

sollicitation	V(KN)	M₀ (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	67,26	89,12	75,75	26,74
ELS	49,34	65,38	55,57	19,61

✂ Calcul de ferrailage

- ✓ **En travée**

Le moment max en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 75,75 \text{ KN.m.} \\ M_{ts} = 55,57 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 75,75/55,57 = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75,75 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 11,33} = 0,172.$$

$$\mu_{bu} = 0,172 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,122)}) = 0,238$$

$$\alpha = 0,238 < 0,259 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,238) = 32,57.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{75,75 \times 10^3}{32,57 \times 348} = 6,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{ts}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max \{1,2; 1,24\} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,26; 6,68 \} = 6,68 \text{ cm}^2.$$

✓ **En appuis**

Le moment sur appuis :

$$\left[\begin{array}{l} M_{au} = 26,74 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 19,61 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 18,77/13,53 = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,74 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 11,33} = 0,061.$$

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,061)}) = 0,078.$$

$$\alpha = 0,078 < 0,259 \quad \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,078) = 34,88.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{19,61 \times 10^3}{34,88 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max \{1,2; 1,24\} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,26; 1,62 \} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

➤ **armatures transversales**

Selon RPA(version 2003), la section des acier transversal donne par :

$$A_t = 0,003.S.b \quad St \leq \min (h/4, 12\phi L, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}.$$

Donc on adopte $St=10\text{cm}$ (dans la zone nodale).

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$S \leq h/2 = 20 \text{ On prend } S=20\text{cm (dans la zone courante)}.$$

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à ELS**

-Section rectangulaire.

-Aucune vérification à l'ELS si :

$$\alpha < (\gamma - 1)/2 + f_c/28/100$$

✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 75,75/55,57 = 1,36$$

$$\alpha = 0,238 < ((1,36 - 1)/2) + 20/100 = 0,38 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 26,74/19,61 = 1,38$$

$$\alpha = 0,078 < ((1,38-1)/2) + 20/100 = 0,39 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{67,26 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,623 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,67 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,623 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifier la flèche si la condition ci-dessous ne vérifiée pas.

$h/l \geq 1/16$	$\left[\right.$	$40/270 = 0,14 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$
$h/l \geq M_t / 10M_0$	$\left[\right.$	$40/270 = 0,0945 \geq 75,75/10 \times 89,12 = 0,085 \dots \dots \dots \text{CV.}$
$A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e$	$\left[\right.$	$6,68 \leq 4,2 \times 30 \times 36 / 400 = 11,34 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifie pas la flèche.

III.4.3.4 Ferrailage sous sollicitations de torsion

a. Calcul de la contrainte tangentielle de torsion

Selon (**l'article A.5.4.2 des règles BAEL 91 modifiée 99**), les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

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

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : 7,61 KN.m .

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section .

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

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

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0,30 - 0,05)(0,40 - 0,05) = 0,088$$

$$\text{Donc : } \tau_{uT} = \frac{0,00761}{2 \times 0,088 \times 0,05} = 0,86\text{MPa}$$

b. Détermination des armatures de torsion

b.1 Les armatures longitudinales

Selon la règle des coutures décrit par (l'article A.5.3.1 des règles BAEL91) on à

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

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note: A_s^T

U : Le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0,30 - 0,05) + (0,40 - 0,05)] \times 2 = 1,2\text{m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 1,2 \times 0,00761}{2 \times 348 \times 0,088} = 1,71\text{cm}^2$$

b.2 Les armatures transversales

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_s^T f_{et}}{S_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2 \Omega}$$

$$A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1,15 \times 0,2 \times 0,00761}{2 \times 235 \times 0,088} = 0,42\text{cm}^2$$

➤ Ferrailage totale

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferrailages de flexion et de torsion :

a. Armatures longitudinales

a.1 En travée

$$A_S^{\text{travée}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 6,68 + 1,71 = 8,39\text{cm}^2$$

Description des barres

On va adopter en travée **6T16** avec : $A_s = 12,06\text{cm}^2$

a.2 Sur appuis

$$A_S^{\text{appuis}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 1,62 + 1,71 = 3,33\text{cm}^2$$

Description des barres

On va adopter en appuis **3T14** avec : $A_s = 4\text{cm}^2$

b. Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 1,67 + 0,37 = 2,04\text{cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec : $A_t = 2,51\text{cm}^2$

C'est-à-dire **5 brins de 8** ce qui donne un cadre et **un épingle de 8**.

Selon (**l'article A.7.2.2 du BAEL 91**) on doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t = 0,8\text{cm} \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 1,14 ; 3 \text{ cm} \} = 1\text{cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.3.5 Vérification au ferrailage minimal (Torsion-flexion)

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

❖ En travée

$$\text{Donc : } \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{6,68 \times 10^{-4} \times 400}{0,05 \times 1,2} = 4,45\text{MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

❖ Sur appuis

$$\text{Donc : } \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{1,62 \times 10^{-4} \times 400}{0,05 \times 1,2} = 1,08\text{MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

Chapitre IV

MODÉLISATION

&

Étude sismique

IV.1 Introduction

afin de dimensionner ses éléments résistants de manière à garantir une sécurité adéquate pour l'ouvrage et un confort acceptable pour ses occupants. Le défi majeur en génie parasismique réside dans l'évaluation des forces induites par le séisme agissant sur la structure. Connaissant l'intensité et l'évolution temporelle de ces sollicitations, l'ingénieur peut concevoir des structures capables d'y résister efficacement.

En Algérie, les prescriptions réglementaires sont définies par le **RPA99 version 2003**, qui établit les normes de conception et les dispositions constructives à suivre. Ce règlement poursuit deux objectifs essentiels :

- ✓ Assurer la protection des vies humaines en évitant l'effondrement total des structures lors d'un séisme majeur, notamment par le choix rigoureux des systèmes constructifs et des hauteurs permises, selon la zone sismique.
- ✓ Réduire les dégradations des éléments non-structuraux sensibles, causées par des sollicitations dues à des séismes modérés.

IV.2 Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

↳ Méthodes d'évaluation des actions sismiques :

L'étude sismique a pour finalité la détermination des forces induites par un tremblement de terre. Trois approches principales peuvent être utilisées pour ce calcul :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ L'analyse modale spectrale.
- ✓ L'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Cette méthode consiste à remplacer les sollicitations dynamiques réelles par un système de forces statique fictives dont effets reproduisent ceux du mouvement du sol dans une direction horizontale donnée, ces forces sont appliquées selon deux directions perpendiculaires prédéfinies par l'ingénieur, représentant les orientations principales de l'action sismiques.

IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Principe de la méthode

Elle repose sur l'identification des modes propres de vibration d'une structure et sur l'évaluation des effets maximaux induits par l'excitation sismique, représentée par un spectre de réponse. Cette méthode est recommandée dans le cas où l'approche statique équivalente ne suffit pas

IV.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Principe de la méthode

Semblable à l'analyse spectrale, cette approche utilise cependant des accélérogrammes réels, enregistrés au lieu d'un spectre théorique standardisé. Elle nécessite une connaissance fine du comportement des matériaux et s'applique généralement aux infrastructures stratégiques, telles que les centrales nucléaires, par du personnel hautement qualifié.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

IV.3.1 Classification des zones sismiques

D'après les critères du RPA99 version 2003, le territoire algérien est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies à l'aide d'une carte et d'un tableau détaillant la répartition par wilaya et par commune :

- **Zone 0**: seismicity négligeable;
- **Zone I**: seismicity faible ;
- **Zone IIa et IIb** : sismicité modérée ;
- **Zone III**: seismicity forte.

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.3.2 Classification des structures selon leur niveau d'importance

Les ouvrages sont classés en différentes catégories selon leur usage et leur importance. Les constructions appartenant au **groupe 2** regroupent les bâtiments à usage courant ou d'importance modérée, tels que les immeubles d'habitation collective ou les bâtiments administratifs, à condition que leur hauteur ne dépasse pas 48 mètres.

Dans notre cas, le projet étudié est un bâtiment d'habitation, ce qui le place dans la catégorie des ouvrages de **groupe 2**.

IV.3.3 Vérification de la régularité du bloc

$$\text{A) régularité en plan : on a : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{3.55+3.55}{31} = 0,229 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{l_1+l_2}{L_y} = \frac{11,42+11,42}{21,45} = 1,064 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C. N. V} \\ \frac{L_x}{L_y} = \frac{31}{21,45} = 0,979 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

B) régularité en élévation

$$\text{On a: } \begin{cases} B_m = 18,30\text{m} \\ B = 31\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{B_m}{B} = \frac{18,30}{31} = 0,590 \geq 0,67 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

Pour notre projet

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictée par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 nous montre que le bâtiment présente une régularité en élévation et une irrégularité en plan donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique du bâtiment.

IV.4 La modélisation de la structure

A) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

B) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

C) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

D) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

E) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

F) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

- **Pour notre structure**

Dans le cadre de cette étude, l'édifice analysé présente une discontinuité au niveau de son agencement en plan, malgré la rigidité notable des planchers. Pour en modéliser le comportement dynamique, une représentation tridimensionnelle sera adoptée, avec des appuis encastrés à la base. Les masses seront idéalement concentrées au barycentre de chaque niveau, et le modèle prendra en compte trois degrés de liberté : deux mouvements de translation selon les axes horizontaux, ainsi qu'une rotation autour de l'axe vertical principal.

IV.4.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, 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.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Introduction

L'analyse sismique des structures complexes, notamment celles présentant une géométrie irrégulière ou une distribution non uniforme des masses et des rigidités, devient rapidement difficile à mener de manière manuelle en raison de la quantité importante de données à traiter et des calculs à effectuer. C'est dans ce contexte que la méthode d'analyse dynamique modale spectrale s'impose comme un outil essentiel, permettant d'approcher le comportement réel de la structure sous l'effet d'un séisme.

Cette méthode repose sur la décomposition du mouvement sismique global en plusieurs **modes propres de vibration**. Chaque mode représente une manière spécifique dont la structure peut osciller. Pour exploiter cette méthode efficacement, l'usage d'un logiciel de calcul structurel est indispensable. Ce dernier réalise automatiquement l'analyse modale et applique le spectre de réponse sismique conformément aux normes parasismiques en vigueur.

L'analyse fournit un ensemble de résultats fondamentaux pour la compréhension du comportement dynamique du bâtiment :

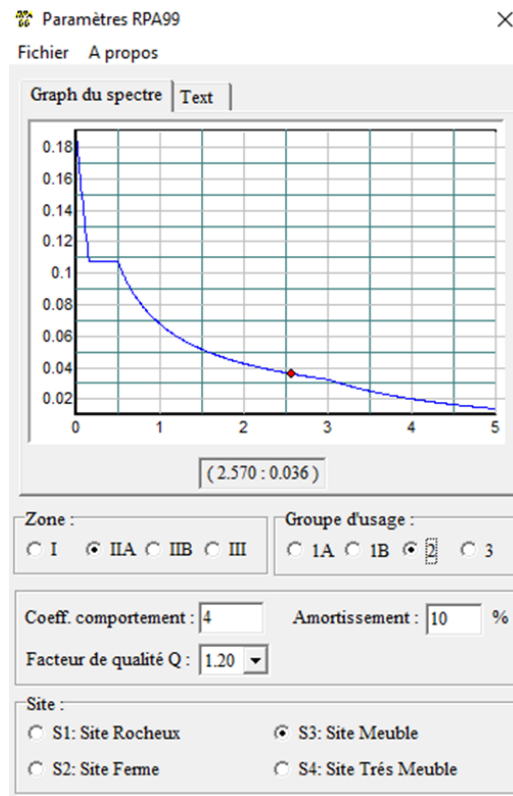
- ✓ **Les périodes propres** associées à chaque mode, qui permettent d'identifier les fréquences critiques de la structure ;
- ✓ **Les formes modales**, illustrant les déformées caractéristiques correspondant à chaque mode de vibration ;
- ✓ **Les valeurs propres**, qui traduisent l'intensité de réponse de chaque mode ;

- ✓ **Les masses modales**, exprimées sous forme de pourcentages, indiquant la contribution de chaque mode à l'ensemble du mouvement sismique ;
- ✓ **Les moments d'inertie massiques**, utiles pour l'estimation des effets dynamiques dans les différentes directions ;
- ✓ **La localisation des centres de gravité et de rigidité** à chaque niveau, nécessaire pour vérifier la stabilité globale et les éventuels déséquilibres structuraux ;
- ✓ **Les déplacements horizontaux** des centres de masse des étages, sous l'action des forces sismiques simulées, permettant de vérifier la compatibilité des déformations ;
- ✓ Enfin, **la distribution des forces sismiques** le long de la hauteur du bâtiment, incluant les **forces pseudo-élastiques** ainsi que les **effets d'interaction modale**, garantissant une meilleure précision dans le dimensionnement des éléments structuraux.

Ainsi, la méthode modale spectrale, bien qu'exigeante en termes de modélisation, constitue une approche incontournable pour les structures présentant une complexité notable, en garantissant une évaluation rigoureuse et conforme aux exigences normatives en matière de sécurité sismique.

IV.5.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



$$(S_a/g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R: coefficient de comportement de la structure.

Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité

IV.5.3 Centre de gravité des masses

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (diaphragmes). Il est donc essentiel de déterminer les centres de masse, qui correspondent aux points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse de chaque niveau est calculé en prenant en compte tous les éléments influençant la stabilité du bâtiment.

$$X_{Cm} = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} ; Y_{Cm} = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

IV.5.4 Centre de rigidité

Le centre de rigidité, également appelé centre de torsion, représente le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Il est crucial que le centre de rigidité soit aligné avec le centre de masse pour éviter les effets de torsion indésirables lors d'une sollicitation sismique.

$$X_{Cr} = \frac{\sum L_i X_i}{\sum L_i} ; Y_{Cr} = \frac{\sum L_i Y_i}{\sum L_i}$$

Tableau IV. 1 :Centre de masse et Centre de rigidité.

ETAGE	Centre de Masse		Centre de Rigidite	
	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)
RDC	15.3	10.386	15.3	12.61
ETAGE1	15.261	9.978	15.3	12.354
ETAGE2	15.261	9.981	15.3	11.835
ETAGE3	15.261	9.958	15.3	11.475
ETAGE4	15.401	9.458	15.3	11.211
ETAGE5	15.283	9.637	15.3	11.02

IV.5.5 Excentricité

- **Excentricité théorique (statique)** : c'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_{thé,x} = |X_{CM} - X_{Cr}| ; e_{thé,y} = |Y_{CM} - Y_{Cr}|$$

- **Excentricité Accidentelle** : égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (Art. 4.2.7 [1])

$$e_{acc,x} = 5\%L_x ; e_{acc,y} = 5\%L_y$$

Tableau IV. 2 : Excentricité de Accidentelle.

ETAGE	Excentricite de Masse		Excentricite de Rigidite	
	ethé,x	ethé,y	eacc,x	eacc,y
RDC	0	2.224	0.268	0.265
ETAGE1	0.039	2.376	0.268	0.265
ETAGE2	0.039	1.854	0.268	0.265
ETAGE3	0.039	1.517	0.268	0.265
ETAGE4	0.101	1.753	0.268	0.265
ETAGE5	0.017	1.383	0.268	0.265

- **Excentricité de calcul** : l'excentricité est calculée d'après les 4 cas suivants en prenant le cas le plus défavorable (ART 4.3.7) :

$$e_x = |e_{thé,x} + e_{acc,x}| ; e_x = |e_{thé,x} - e_{acc,x}|$$

$$e_y = |e_{thé,y} + e_{acc,y}| ; e_y = |e_{thé,y} - e_{acc,y}|$$

Tableau IV. 3 : Excentricité de calcul.

ETAGE	$ e_{thé,x} + e_{acc,x} $	$ e_{thé,x} - e_{acc,x} $	$ e_{thé,x} + e_{acc,x} $	$ e_{thé,x} - e_{acc,x} $
RDC	0.268	0.268	2.489	1.959
ETAGE1	0.307	0.229	2.641	2.111
ETAGE2	0.307	0.229	2.119	1.589
ETAGE3	0.307	0.229	1.782	1.252
ETAGE4	0.369	0.167	2.018	1.488
ETAGE5	0.285	0.251	1.648	1.118

➤ **Disposition des voiles**

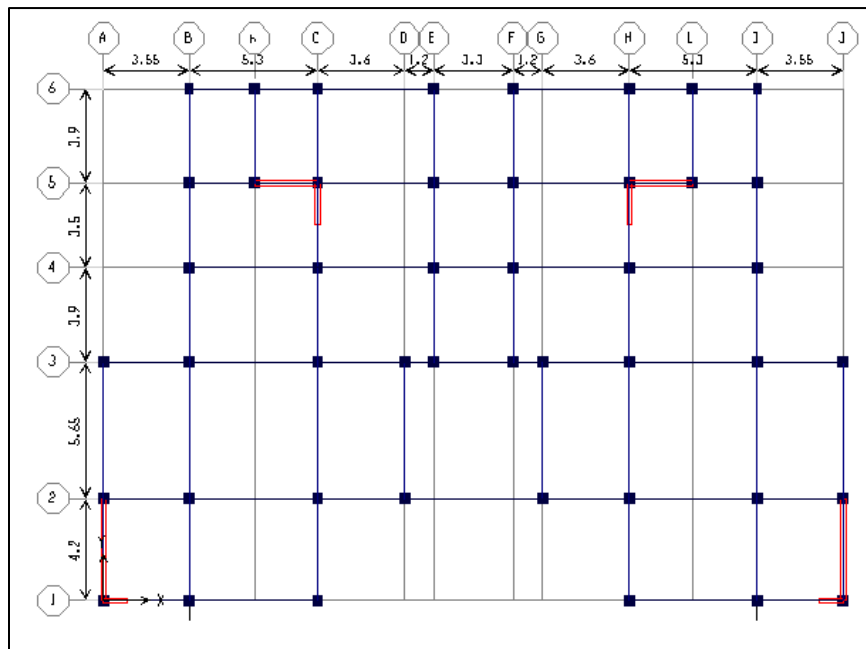


Figure IV. 1 : Disposition des voiles.

➤ Forme modale de la structure

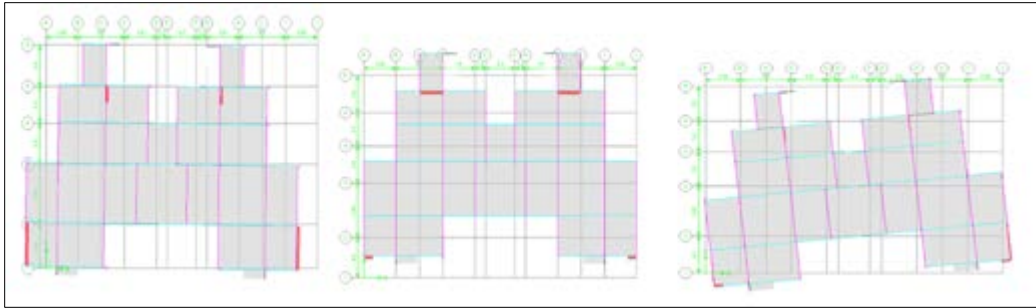


Figure IV. 2 : Formes modales de la structure.

VI.6 Calcul de la force sismique a la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure est donnée par la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de zone : (du tableau 4.1/ p26)

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

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$
- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique :(du tableau 4.2 page 26)

$$\text{On a : } \xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0.764 > 0.1$$

- T_2 : période caractéristique :(du tableau 4.7 page 34)

$$\text{Site meuble } S_3 \Rightarrow T_1=0,15 \text{ s} \quad ; \quad T_2 = 0,5 \text{ s}$$

- T : Période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et de type de remplissage

$$\text{(Du tableau 4.6 page 31)} \Rightarrow C_T = 0,05$$

↳ h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau
 $h_N = 18.7$ m

$$Temp = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{analy} = 0,637 \text{ s} \\ Temp = 0,450 \text{ s} \\ 1,3Temp = 0,585 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_{analy} \geq 1,3Temp \Rightarrow T_D = 1,3Temp = 0,585 \text{ s}$$

$$\text{Donc: } T_D = 0,585 \text{ s}$$

$$\text{✂ } T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T_D = 0,585 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 1,722$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure :(du tableau 4.3 page 28)

On a un système de contreventement assuré par des voiles porteurs, donc : R= 4

- Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$
- P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

A. Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5 , les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement (non observé, donc $P_q = 0,05$).

B. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassent pas 1,5 (non observé, donc $P_q = 0,05$).

C. Régularité en plan : (non observé, $P_q = 0,05$).

D. Régularité en élévation : (non observé, $P_q = 0,05$).

E. Contrôle de qualité des matériaux : (observé, $P_q = 0$).

F. Contrôle de la qualité de l'exécution : (observé, $P_q = 0$).

Tableau IV. 4 : Redondance en plan.

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$$

Donc $Q = 1,20$

• 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 : (du tableau 4.5 page 30)

Donc bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$

Les résultats des poids données avec l'Etabs :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 27387,3 \text{ KN} \\ Q= 4361,6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$W=G+\beta Q$$

$$W=27387,3+0,2 \times 4361,6=28259,62 \text{ KN}$$

Poids totale de la structure **W=28259,62 KN**

$$\text{Alors } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = V = \frac{0,15 \times 1,722 \times 1,20}{4} \times 28259,62$$

$$V= 2190,35 \text{ KN}$$

VI.7 Vérification les Résultats des les deux méthodes

VI.7.1 Vérification de la période

Tableau IV. 5 : valeur des périodes trouvée par logiciel Etabs.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.636902	71.5998	0	71.5998	0	0.6035
2	0.460633	0	71.2865	71.5998	71.2865	0
3	0.366344	0.4253	0	72.0251	71.2865	69.1934
4	0.162407	17.8702	0	89.8954	71.2865	0.0682
5	0.111755	0	19.7923	89.8954	91.0788	0
6	0.083307	0.0725	0	89.9679	91.0788	21.1428
7	0.074408	6.2972	0	96.2651	91.0788	0.004
8	0.0517	0	6.0264	96.2651	97.1052	0

D'après le RPA 99/ V2003, les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée par l'ETABS est : **T₁ = 0,636 s**
- La période de la méthode statique équivalente est : **TD = 0,585 s**
 $1,3 \times T = 1,3 \times 0,585 = 0,76$

$$T_1 = 0,636 \text{ s} < 1,3 \times T = 0,76 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.7.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV. 6 :L'effort tranchant a la base.

Story	Load	Loc	P	VX	VY
RDC	EY	Top	0	0.01	226.28
RDC	EY	Bottom	0	0.01	226.28
RDC	EX	Top	0	192.38	0.01
RDC	EX	Bottom	0	192.38	0.01
RDC	G02Q	Top	2731.78	0	0
RDC	G02Q	Bottom	2825.96	0	0

D'après le RPA 99 /V 2003 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 équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

- L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :

$$V = 2190,35 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant obtenu par l'Etabs est :

$$\begin{cases} V_{tx} = 1923,8 \text{ KN} \\ V_{ty} = 2262,8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0,8V = 0,8 \times 2190,35 = 1752,28 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 1923,8 \text{ KN} > 0,8V = 1752,28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ V_{ty} = 2262,8 \text{ KN} > 0,8V = 1752,28 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

VI.7.3 Vérification des déplacements

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a 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= 4)

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 adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Étage courant : $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306$

RDC : $1\% \times H = 0,01 \times 3,4 = 0,034$

Tableau IV. 7 : des déplacements.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
ETAGE5	D6	EX	0.0129	0
ETAGE5	D6	EY	0.0001	0.0079
ETAGE4	D5	EX	0.0105	0
ETAGE4	D5	EY	0.0001	0.0064
ETAGE3	D4	EX	0.008	0
ETAGE3	D4	EY	0.0001	0.0048
ETAGE2	D3	EX	0.0054	0
ETAGE2	D3	EY	0	0.0032
ETAGE1	D2	EX	0.003	0
ETAGE1	D2	EY	0	0.0018
RDC	D1	EX	0.001	0
RDC	D1	EY	0	0.0006

➤ **Sens (X):**

Tableau IV. 8: Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens X).

Story	Dia	Load	UX=δek	R	δk (m)=UX*R	Δk (m)	hk	1%h	ob
ETAGE5	D6	EX	0.0129	4	0.0516	0.0096	3.06	0.0306	C V
ETAGE4	D5	EX	0.0105		0.042	0.01	3.06	0.0306	C V
ETAGE3	D4	EX	0.008		0.032	0.0104	3.06	0.0306	C V
ETAGE2	D3	EX	0.0054		0.0216	0.0096	3.06	0.0306	C V
ETAGE1	D2	EX	0.003		0.012	0.008	3.06	0.0306	C V
RDC	D1	EX	0.001		0.004	0.004	3.4	0.034	C V

➤ **Sens (Y) :**

Tableau IV. 9 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y).

Story	Dia	Load	UY=δek	R	δk (m)=UY*R	Δk (m)	hk	1%h	Ob
ETAGE5	D6	EY	0.0079	4	0.0316	0.006	3.06	0.0306	C V
ETAGE4	D5	EY	0.0064	4	0.0256	0.0064	3.06	0.0306	C V
ETAGE3	D4	EY	0.0048	4	0.0192	0.0064	3.06	0.0306	C V
ETAGE2	D3	EY	0.0032	4	0.0128	0.0056	3.06	0.0306	C V
ETAGE1	D2	EY	0.0018	4	0.0072	0.0048	3.06	0.0306	C V
RDC	D1	EY	0.0006	4	0.0024	0.0024	3.4	0.034	C V

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens, donc les déplacements sont vérifiés.

VI.7.4 Justification vis-à-vis de l'effet (P – Δ)

Les effets de 2^{ème} 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.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i})$$

- * β = 0,2

- * V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K ; H_k : hauteur de l'étage

Tableau IV. 10 : vis-à-vis de l'effet (P-Δ).

Story	Load	Loc	P	VX	VY
ETAGE5	EX	Top	0	63.56	0
ETAGE5	EX	Bottom	0	63.56	0
ETAGE5	EY	Top	0	0	75.39
ETAGE5	EY	Bottom	0	0	75.39
ETAGE5	G02Q	Top	411.13	0	0
ETAGE5	G02Q	Bottom	478.75	0	0
ETAGE4	EX	Top	0	106.22	0.01
ETAGE4	EX	Bottom	0	106.22	0.01
ETAGE4	EY	Top	0	0	125.64
ETAGE4	EY	Bottom	0	0	125.64
ETAGE4	G02Q	Top	855.51	0	0
ETAGE4	G02Q	Bottom	923.13	0	0
ETAGE3	EX	Top	0	140.13	0.01
ETAGE3	EX	Bottom	0	140.13	0.01
ETAGE3	EY	Top	0	0.01	164.09
ETAGE3	EY	Bottom	0	0.01	164.09
ETAGE3	G02Q	Top	1317.8	0	0
ETAGE3	G02Q	Bottom	1387.26	0	0
ETAGE2	EX	Top	0	165.08	0.01
ETAGE2	EX	Bottom	0	165.08	0.01
ETAGE2	EY	Top	0	0.01	192.98
ETAGE2	EY	Bottom	0	0.01	192.98
ETAGE2	G02Q	Top	1781.93	0	0
ETAGE2	G02Q	Bottom	1851.39	0	0
ETAGE1	EX	Top	0	182.2	0.01
ETAGE1	EX	Bottom	0	182.2	0.01
ETAGE1	EY	Top	0	0.01	213.52
ETAGE1	EY	Bottom	0	0.01	213.52
ETAGE1	G02Q	Top	2245.68	0	0
ETAGE1	G02Q	Bottom	2315.14	0	0
RDC	EX	Top	0	192.38	0.01
RDC	EX	Bottom	0	192.38	0.01
RDC	EY	Top	0	0.01	226.28
RDC	EY	Bottom	0	0.01	226.28
RDC	G02Q	Top	2731.78	0	0
RDC	G02Q	Bottom	2825.96	0	0

➤ Sens (X) :

Tableau IV. 11 : Vérification à l'effet P-Δ sens (x-x).

Niveau	PK(KN)	ΔK(m)	VK	hk	θ	Observation
ETAGE5	478.75	0.0096	63.56	3.06	0.02363	C V
ETAGE4	923.13	0.01	106.22	3.06	0.0284	C V
ETAGE3	1387.26	0.0104	140.13	3.06	0.03365	C V
ETAGE2	1851.39	0.0096	165.08	3.06	0.03518	C V
ETAGE1	2315.14	0.008	182.2	3.06	0.03322	C V
RDC	2825.96	0.004	192.38	3.4	0.01728	C V

➤ Sens (Y) :

Tableau IV. 12 : Vérification à l'effet P-Δ sens (y-y).

Niveau	PK(KN)	ΔK(m)	VK	hk	θ	Observation
ETAGE5	478.75	0.006	75.39	3.06	0.0125	C V
ETAGE4	923.13	0.0064	125.64	3.06	0.0154	C V
ETAGE3	1387.26	0.0064	164.09	3.06	0.0177	C V
ETAGE2	1851.39	0.0056	192.98	3.06	0.0176	C V
ETAGE1	2315.14	0.0048	213.52	3.06	0.0170	C V
RDC	2825.96	0.0024	226.28	3.4	0.0088	C V

Toutes les valeurs de θ sont inférieures à 0,1 dans les deux sens, donc la condition de l'effet P-Δ est Vérifiée.

VI.7.5 Stabilité au renversement

Pour que le 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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 192,38 \text{ t} \\ V_y = 226,28 \text{ t} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} L_x = 31 \text{ (m)} \\ L_y = 21,45 \text{ (m)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T \text{ numérique} = 0,636902 \text{ sec} \\ T \text{ numérique} < 0,7 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Donc $F_t = 0$ t

➤ **Sens (X):**

Tableau IV. 13 : Vérification de la stabilité au renversement sens (x-x).

	Wi (t)	Hi(m)	WixHi	Σ WjxHj	V- Ft(t)	Fi (t)	Vk (t)	Mi=FixH(t.m)
RDC	510.82	3.4	1736.788	30892.61	192.38	192.38	192.38	36.77
E1	463.75	6.46	2995.825	29155.83	192.38	192.38	181.56	120.52
E2	464.13	9.52	4418.5176	26160	192.38	192.38	162.91	261.95
E3	464.13	12.58	5838.7554	21741.48	192.38	192.38	135.39	457.41
E4	444.38	15.64	6950.1032	15902.73	192.38	192.38	99.03	676.91
E5	478.75	18.7	8952.625	8952.63	192.38	192.38	55.75	1042.55
W(tot)	2825.96							

$$\Sigma Mi = 2684,14 \Rightarrow Mr = 2684,14 \text{ (t.m)}$$

$$Ms \text{ (t.m)} = 43802,38$$

$$\frac{M_S}{M_r} = 6,32$$

$$\frac{M_S}{M_r} = 6,32 \geq 1,5 \text{ donc la condition est vérifiée}$$

b- Sens (Y) :

Tableau IV. 14 : Vérification de la stabilité au renversement sens (y-y).

	Wi (t)	Hi (m)	WixHi	Σ WjxHj	V-Ft (t)	Fi (t)	Vk (t)	Mi=FixH(t.m)
RDC	510.82	3.4	1736.788	30892.61	226.28	12.72	226.28	36.77
E1	463.75	6.46	2995.825	29155.83	226.28	21.94	213.56	120.52
E2	464.13	9.52	4418.5176	26160	226.28	32.36	191.61	261.95
E3	464.13	12.58	5838.7554	21741.48	226.28	42.77	159.25	457.41
E4	444.38	15.64	6950.1032	15902.73	226.28	50.91	116.48	676.91
E5	478.75	18.7	8952.625	8952.63	226.28	65.58	65.58	1042.55

$$\Sigma Mi = 3157,12 \Rightarrow Mr = 3157,12 \text{ (t.m)}$$

$$Ms \text{ (t.m)} = 30308,42$$

$$\frac{M_S}{M_r} = 9,60$$

$$\frac{M_S}{M_r} = 9,60 \geq 1,5 \text{ donc la condition est vérifiée}$$

VI.7.6 Vérification spécifique des poteaux

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (l'article 7.4.3.1 de l'RP A page 63).}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : section brut de cette dernière.

$$B_c = a * b = 40 * 40 = 1600 \text{ (cm}^2\text{)}$$

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Nd (KN)	1173.7	
fc28 (MPA)	25	
B = a * b (cm²)	1600	
V=N/fc28*B	0.293	cv

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

V. Ferrailage des éléments principaux

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

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

➤ **Selon BAEL 91**

ELU : Situation durable

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

ELS : Situation durable

$$G+Q$$

➤ **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

Les principales caractéristiques des deux matériaux (béton, acier) en situation normale (durable) et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants, sont données par le tableau suivante :

Tableau V. 1 : caractéristique des matériaux.

matériaux	Béton 25			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
durable	1,5	20	11,33	1,5	400	348
accidentelle	1,15	20	14,78	1	400	400

V.4 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.

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

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_{corr}

2- N_{max}, M_{corr}

3- N_{min}, M_{corr}

❖ Recommandation selon RPA99 version 2003

➤ Les armatures longitudinales (art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- les pourcentages **minimal** sera de : 0,8% en zone II
- 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:40 en zone I et II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V. 2 : section d'armature maximale et minimale exige par le RPA99/version2003.

Poteau	Zone	Ferraillage min(cm ²)	Ferraillage max (cm ²)
40×40	Courant	$0,008 \times 40 \times 40 = 12,8$	$0,04 \times 40 \times 40 = 64$
	De recouvrement		$0,06 \times 40 \times 40 = 96$
40×30	Courant	$0,008 \times 40 \times 30 = 9,6$	$0,04 \times 40 \times 30 = 48$
	De recouvrement		$0,06 \times 40 \times 30 = 72$

➤ Les armatures transversales (art7.4.2.2)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égale à la valeur maximale suivante qui correspond à la zone IIa:

-t \leq Min (10ØL, 15cm) (dans la zone nodale).

-t' \leq 15ØL (dans la zone courante).

ØL : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité **d'armatures transversales minimale At/t.b1 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 : $\lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$

- avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée 0
- 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 > 12cm) 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 continuessont interdites).

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

V.4.1 Sollicitations de calcul (Poteau (40x40))

Tableau V. 3 : La sollicitation obtenir par logiciel ETABS .

	N	Barre	N _{mx} (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	33	1561,6	8,9	/	/		/	9,1	1232,2	7,37
	2	1	/	/	248,7	0,48	/	/	0,3	182,3	0,35
	3	6	/	/	/	/	23,15	1471,4	12,6	1073,9	16,81
G+Q+E	1	38	1274,5	17,35	/	/	/	/	6,4	271,7	7,71
	2	10	/	/	271,6	10,45	/	/	5,4	269,5	7,71
	3	45	/	/	/	/	38,46	386,9	22,7	627	13,28
0,8G±E	1	38	1194,3	17,39	/	/	/	/	5,4	194,1	0,25
	2	10	/	/	799,1	7,91	/	/	5,4	281,3	4,69
	3	4	/	/	/	/	36,99	691,3	21,4	627,3	13,28

V.4.1.1 Armatures longitudinales

➤ **1er cas**

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} = 1561,6 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 8,9 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 7,37 \text{ KN.m} ; N_{\text{ser}} = 1232,2 \text{ KN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 36 \text{ cm} ; d' = 3,96 \text{ cm} \end{array}$$

a) Calcul de l'excentricité totale

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + 0,02 = \frac{8,9}{1561,6} + 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

$$e_t = 0,02 + 0,013 = 0,11 \text{ m}$$

b) Classification de la section

✖ Coefficient de remplissage

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{0,2487 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,4 \times 11,33} = 0,137 \leq 0,81 \text{ et } \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

Donc on détermine l'excentricité critique relative ξ

✖ Excentricité critique e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,137}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,137})} = 0,162$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,162 \times 0,60 = 0,065 \text{ m} = 6,5 \text{ cm} \Rightarrow e_{NC} = 0,065 > e_t = 0,04$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

$$A_2 = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5,8 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{ème} cas**

$$\left[\begin{array}{l} N_{cor} = 1471,4 \text{ KN} \\ M_{max} = 23,15 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 16,81 \text{ KN.m} ; N_{ser} = 1073,9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a) Calcul de l'excentricité totale

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + 0,02 = \frac{23,15}{1471,4} + 0,02 = 0,0216 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} = 2\text{cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 340 = 2,38 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{13,78}{16,81} = 0,820$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) = 0,0155 \text{ m}$$

D'après le CBA (Article A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,7 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,36} = 0,158 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(2,66; 5) = 2,66 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,158 \leq \bar{\tau}_u = 2,66$ Condition vérifiée.

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

✂ Vérification des contraintes à L'ELS

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé
- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

* y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS.

$$y_{ser} = z + c$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{h}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,40}{2} - \frac{7,37}{1232,2} = 0,194 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$p = -3(0,194)^2 + 90(14,2 \times 10^{-4}) \frac{0,36 - 0,194}{0,40} = -0,06 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(0,194)^3 - 90(14,2 \times 10^{-4}) \frac{(0,36 - 0,194)^2}{0,40} = -0,023 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,06z - 0,023 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -0,023^2 + \frac{4(-0,06)^3}{27} = 0,0005 > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{0,0005} + 0,023) = 0,0468$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,0468} = 0,3615$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,3615 - \frac{-0,06}{3 \times 0,3615} = 0,3687$$

$$y_{\text{ser}} = z + c = 0,3687 + 0,194 = 0,563 \text{ m}$$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15A_s(d - y_{\text{ser}})^2$$

$$I = \frac{0,60 \times 0,563^3}{3} + 15 \times 14,20 \times 10^{-4} (0,36 - 0,563)^2 = 0,037 \text{ m}^4$$

Alors :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{0,3687 \times 1073,9 \times 10^{-3}}{0,037} \times 0,563 = 6,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 6,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{st}} = 27,98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{st}} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les conditions sont vérifiées à l'ELS, donc les armatures calculées à l'ELU sont acceptables.

V.4.1.3 Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 de RPA99(v2003)

♦ **Espacement**

- Dans la zone nodale

$$St \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 2 ; 15) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante

$$St \leq 15\phi_L = 15 \times 2 = 30 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

- La hauteur de la zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \left(\frac{320 - 35}{6} = 47,50 ; 40 ; 40 ; 60\right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

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:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{2,38}{0,40} = 5,95 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} t = \frac{2,5 \times 22,7 \times 10^{-3}}{0,40 \times 400} \times 0,15 = 3,5 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 3,5 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale transversale donnée par :

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{t \times b} \geq 0,3\%$$

Dans la zone nodale $A_{t \text{ min}} \geq 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante $A_{t \text{ min}} \geq 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$

Donc on adopte :4T10 avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prendra l'espacement donnant la quantité d'armatures maximale :

✘ On adopte: $A_t = 4T10$ ($3,14\text{cm}^2$)

✓ **Ferraillage final des poteaux**

Barres : $4T16 + 4T14$ avec $A_s = 14,20\text{cm}^2$

Cadres : $4T10$

avec $A_s = 3,14\text{cm}^2$

Espacement des cadres : . Dans la zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$.

. Dans la zone courante : $S_t = 15\text{cm}$.

La longueur de recouvrement : $40\phi = 40 \times 2 = 80\text{cm}$.

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

V.4.2 Sollicitations de calcul (Poteau30x40)

Tableau V. 4 : La sollicitation obtenir par logiciel ETABS.

			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	3	1690,8	10,12	/	/	/	/	9,1	1755	26,39
	2	33	/	/	14,9	0,96	/	/	0,6	18,7	0,84
	3	1	/	/	/	/	58,91	168,1	38,1	122,6	41,2
G+Q+E	1	38	1374,6	17,35	/	/	/	/	4,5	283,5	4,69
	2	46	/	/	0,5	0,19	/	/	0,5	18,8	0,84
	3	34	/	/	/	/	82,31	52,9	56,2	81,4	42,42
0,8G+E	1	38	1124,3	17,39	/	/	/	/	4,7	30,7	7,7
	2	1	/	/	4,49	0,3	/	/	0,9	54,9	0,68
	3	34	/	/	/	/	68,81	30,2	47	81,4	42,42

V.4.2.1 Armatures longitudinales

Tableau V. 5 : Armatures longitudinales.

Combo	N	ea (cm)	e1 (cm)	e2 (cm)	et (cm)	Ψ	ξ	eNC (cm)	Section (cm ²)
ELU	1	2	2,60	1,57	4,17	1,13	/	/	SEC
	2	2	8,44	1,58	10,02	0,01	0,166	12,52	SPC
	3	2	37,04	1,57	38,62	0,124	0,163	6,52	SPC

✓ Ferrailage final des poteaux

Barres : 8T14 avec $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

Cadres : 4T8 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des cadres : . Dans la zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.

. Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$.

La longueur de recouvrement : $40\varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

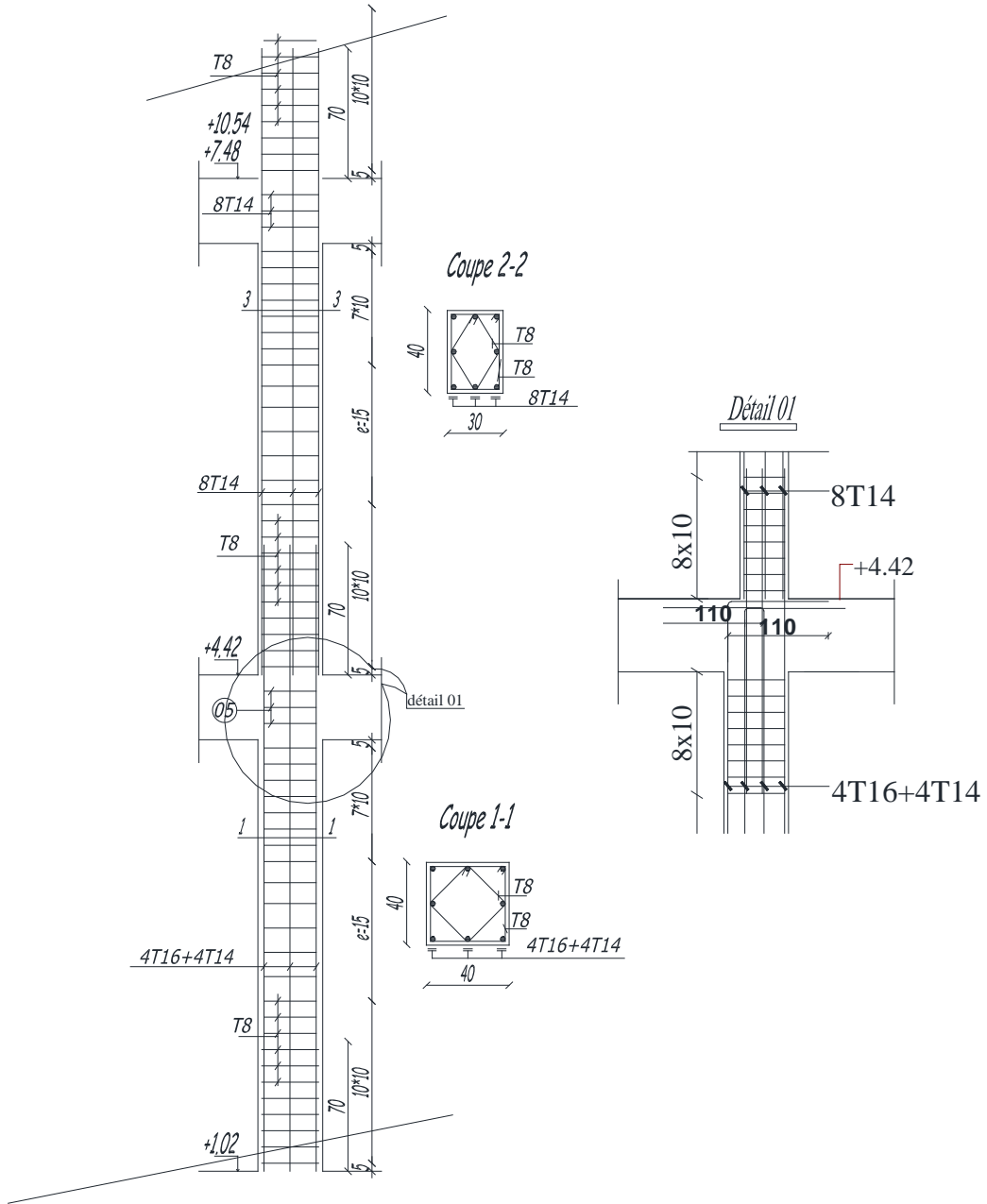
V.4.2.2 Résultat de ferrailage des autres poteaux

Le tableau suivant résumé l'ensemble des résultats des ferrailages longitudinal des poteaux .

Tableau V. 6 : Résultat de ferrailage longitudinal des poteaux.

section	As calculé (cm ²)	As min(RPA)(cm ²)	As (adopté)(cm ²)	choix du barre
40×40	5,8	12,8	14,2	4T14+4T16
30×40	4,23	9,6	12,32	8T14

V.4.2.3 Schéma de ferrailage



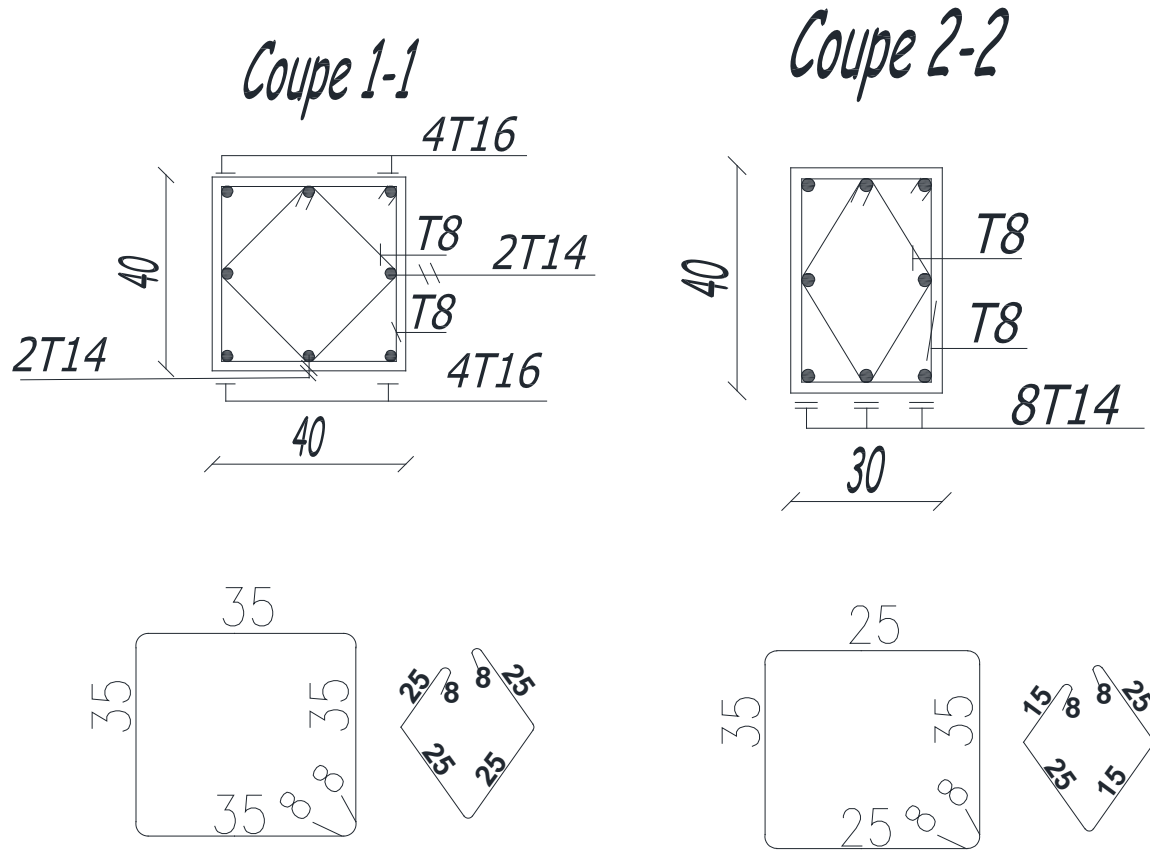


Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux (40X40) et poteaux (40X30).

V.5 Ferrailage des poutres

Les poutres sont considérées comme des éléments non exposés aux intempéries, sollicités principalement par un moment fléchissant et un effort tranchant. Ainsi, le calcul se réalise en flexion simple, en supposant que la fissuration demeure peu préjudiciable à la résistance globale de l'élément.

Pour le ferrailage des poutres, on distingue généralement deux zones bien définies :

- **La zone en travée**, où les moments fléchissants sont maximaux en milieu de portée ;
- **La zone aux appuis**, où l'on rencontre les moments négatifs et les efforts tranchants les plus importants.

Chaque zone nécessite une disposition spécifique des armatures pour assurer la résistance adéquate aux sollicitations locales.

V.5.1 Les recommandations du RPA99 (v2003) (art 7.5.2.1)

V.5.1.1 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.

V.5.1.2 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.

✂ Calcul des armatures longitudinales

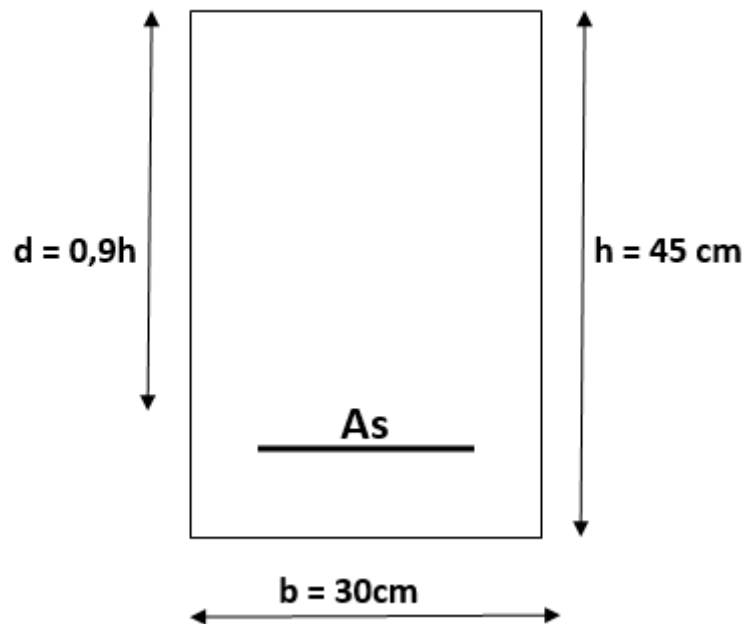
Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30x45) cm².

V.5.2 Exemple de calcul : (Poutre principale) (30x45)cm²

B = 30 cm; h = 45 cm; d = 40,5 cm; d' = 4,5 cm

Tableau V. 7 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : I).

Combinaisons		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	V (KN)
ELU		-103.56	103.55	143.6
ELS		-75.43	75.69	/
ELA	G+Q± E	-151.11	/	158.1
	0,8G± E	-82.92	/	129.8



V.5.2.1 Ferrailage longitudinal

➤ A ELU

✧ En travée

$M = 103,56 \text{ (KN.m)}$

$f_{bu} = 11,33 \text{ MPa}$

$f_{su} = 347,83 \text{ MPa}$

$$\mu_{lim} = 0,392$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{103,56 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 11,33} = 0,1857$$

$$\mu = 0,1857 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1857 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0,1857 > 0,1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2 \times 0,1857} = 0,257$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,257 - 1}{15} = 0,208$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{fbu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,257 \times 30 \times 40,5 \times 11,33}{347,83} = 8,23 \text{ cm}^2$$

✧ **sur appui**

$$M_{appui} = M_{travée} \Rightarrow A_{s_{appui}} = A_{s_{travée}}$$

➤ **A ELA**

$$F_{bu} = 14,78 \text{ MPA}$$

$$f_{su} = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu_{lim} = 0,379$$

↳ **La nappe supérieure de l'appui (G + Q + E)**

$$M = 151,11 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{151,11 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,78} = 0,2077$$

$$\mu = 0,2077 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,2077 < 0,1859 \text{ non}$$

⇒ pivot B

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,2077)}) = 0,294$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,294 = 0,235$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{fbu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,294 \times 30 \times 40,5 \times 14,78}{400} = 10,57 \text{ cm}^2$$

↳ **La nappe inférieure de l'appui (0,8G + E)**

$$M = 82,92 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{82,92 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,78} = 0,1139$$

$$\mu = 0,1139 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1139 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0,1139 > 0,1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2 \times 0,177} = 0,177$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,177 - 1}{15} = 0,1221$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,177 \times 30 \times 40,5 \times 14,78}{400} = 5,487 \text{ cm}^2$$

V.5.2.2 Les Vérifications

- **Condition de non fragilité**
(d'après le BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max \{1,35 ; 1,26\} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ (travée)} = 8,23 \geq A_{smin} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ appui (nappe supérieure)} = 10,57 \geq A_{smin} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ appui (nappe inférieure)} = 5,487 \geq A_{smin} = 1,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

↳ On adopte

$$A_s \text{ travée} = 3T16 \text{ fil} + 2T14 \text{ Chapeau (9,11) cm}^2$$

$$A_s \text{ appui (nappe supérieure)} = 3T16 \text{ fill} + 3T14 \text{ Chapeau (10,65) cm}^2$$

$$A_s \text{ appui (nappe inférieure)} = 3T16 \text{ Fill (6,03) cm}^2$$

V.5.2.3 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

$$A_{s \text{ min (RPA)}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 45$$

$$A_{s \text{ min (RPA)}} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003)

* En zone courante

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,04 \times b \times h$$

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 54 \text{ cm}^2$$

* En zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 0,06 \times b \times h$$

$$A_{s \text{ max (RPA)}} = 81 \text{ cm}^2$$

Alors

➤ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min (BAEL)}} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_s = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min (RPA)}} = 6,75 \text{ cm}^2 \\ A_s = 9,11 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 54 \text{ cm}^2 \\ A_s = 9,11 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 81 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Sur appui**

* En zone courante

$$A_{s \text{ appui}} = 10,65 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 54 \text{ cm}^2$$

* En zone de recouvrement

$$A_{s \text{ appui}} = 10,65 < A_{s \text{ max (RPA)}} = 81 \text{ cm}^2$$

* La longueur minimale de recouvrement

$$L_{\text{recouvrement}} = 40 \phi_t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \\ L_2 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

V.5.2.4 Vérification A ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

⇒ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous le moment (M_{ser})

⇒ la fissuration est peu préjudiciable

la contrainte du béton est limitée par

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPA}$$

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

les poutre sont calculée en flexion simple ,et pour calculée la contrainte σ_{bc} chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

↳ **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$S = b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s) \cdot y - 30(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

↳ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}b \cdot y^3 + 15 \cdot A_{sc} \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A_{st} \cdot (d - y)^2$$

Où

- As : section d'armatures tendue.
- As' : section d'armatures comprimées.
- n : 15 coefficient d'équivalence .
- y: position de la fibre neutre (à déterminer).

↳ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa}$
- M ser = 75,43 (KN.m) sur appui
- M ser = 75,69 (KN.m) en travée

$$A_{st}(\text{travée}) = A_{st}(\text{appui}) = 9,11 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

- **Forme standard**

L'équation peut être réécrite sous la forme canonique

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

$$Ay^2 + By + c = 0$$

On peut résoudre cette équation avec la formule quadratique

$$y = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$\begin{cases} A + b = 0,3. \\ B = 30 (A_{Sc} + A_{St}') = 0,02733 \\ C = -30 (A_{Sc} d' + A_{St} d) = - 0,01107 \end{cases}$$

$$\Delta = B^2 - 4AC$$

$$\Rightarrow \Delta = 0,01403$$

$$\begin{cases} y = - 0,2429 \\ \text{ou} \\ y = 0,1518 \end{cases}$$

\Rightarrow on prend

$$y = 0,1518 \text{ m} \Rightarrow 15,18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_{Sc} (y - d')^2 + 15 A_{St} (d - y)^2$$

$$I = 122586,26 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{M_{ser}}{122586,26} = 61,53 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k y = 60,91 \times 0,1526 = 9,34 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 k (d - y) = 233,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 k (y - d') = 99,04 \text{ MPa}$$

$$\text{FPP} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

V.5.2.5 Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{158,1 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,3 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}u \leq \min \left\{ \frac{0,20 * 20}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,48; 5 \text{ MPa}\} = 3,48 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}u = 3,48 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u = 1,3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}u = 3,48 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

V.5.2.6 Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 ,il est nécessaire de vérifi e la flèche si les condition ci-dessous ne vérifiée pas.

* M_0 : moment isostatique

$$M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$P = w + Sp_1 + Sp_2$$

Poids d'un poutre : $W = S * l * \gamma_b$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$W = 0.135 \times 1 \times 2,5 = 0.3375 \text{ t} = 3.375 \text{ KN}$$

Poids d'une plancher étage 4 ; B25

$$\left\{ \begin{array}{l} Sp_1 = 1,65 \times 3,20 = 5,28 \text{ m}^2 \Rightarrow W_{p1} = 5,28 \times 2,5 \times 1 = 13.2 \text{ t} = 132 \text{ KN} \\ Sp_2 = 2,50 \times 3,20 = 8,48 \text{ m}^2 \Rightarrow W_{p2} = 8,48 \times 2,5 \times 1 = 21.2 \text{ t} = 212 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P = W + W_{p1} + W_{p2}$$

$$P = 3.375 + 132 + 212$$

$$P = 347.375 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{pl^2}{8} = \frac{347,375 \times 3,20^2}{8} = 444,64 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{45}{320} \\ A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{320} = 0,1406 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 0,1406 \geq \frac{75,69}{10 \times 444,64} = 0,017 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ 9,24 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 40,5}{400} = 17,01 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$$

Trois conditions sont v erifi es donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

V.5.2.7 Ferrailage transversale

Diamètre minimal des armatures transversales φ_t d'après (BAEL 91) est

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(12\text{mm}, \frac{450}{35}, \frac{300}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_{lmin}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(12 \text{ mm}, 12,86 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$
$$\Rightarrow \varphi_t \leq 12,86 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$.

- **L'espace est**

D'après (Art A.5.1.2.2)

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

- En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right)$

$$S_t \leq \min(11,25 ; 14,4)$$

Donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \leq 22,5\text{cm}$$

Donc on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale : $L = 2 \times h = 2 \times 45 = 80 \text{ cm}$

- **La section minimale des aciers transversaux est**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 0,9\text{cm}^2$$

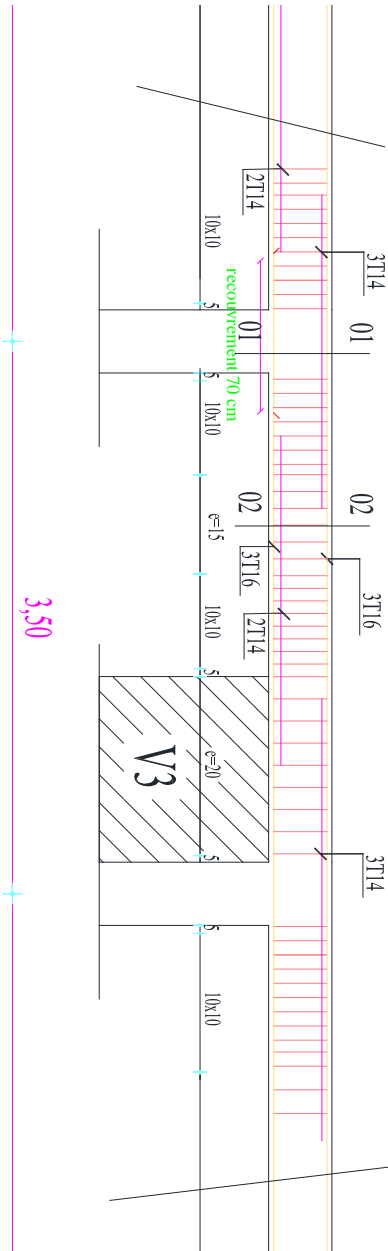
$$\text{En dehors de la zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8$ avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans les deux zone

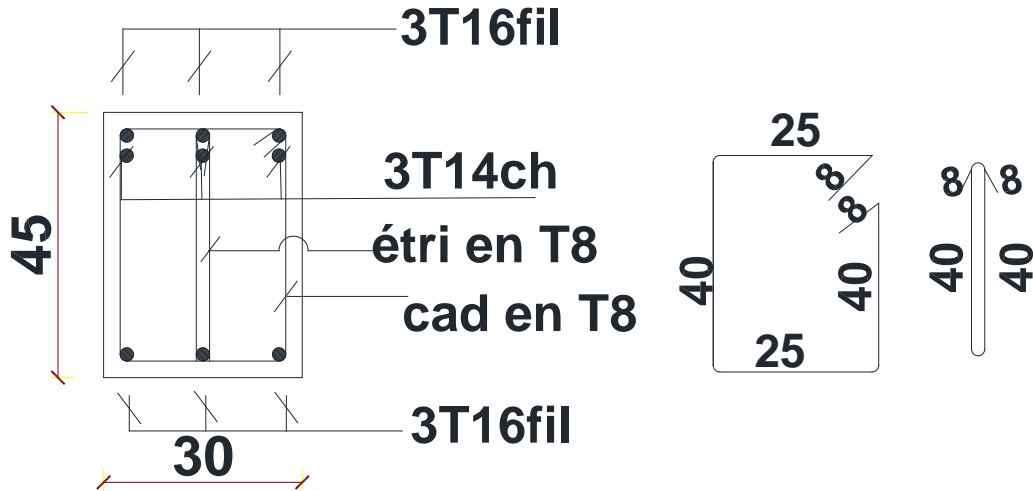
V.5.2.8 Schéma de ferrailage des poutres

↪ Poutre principale

poutre principale (30x45)



coupe 1-1 (sur appui)



coupe 2-2 (en travée)

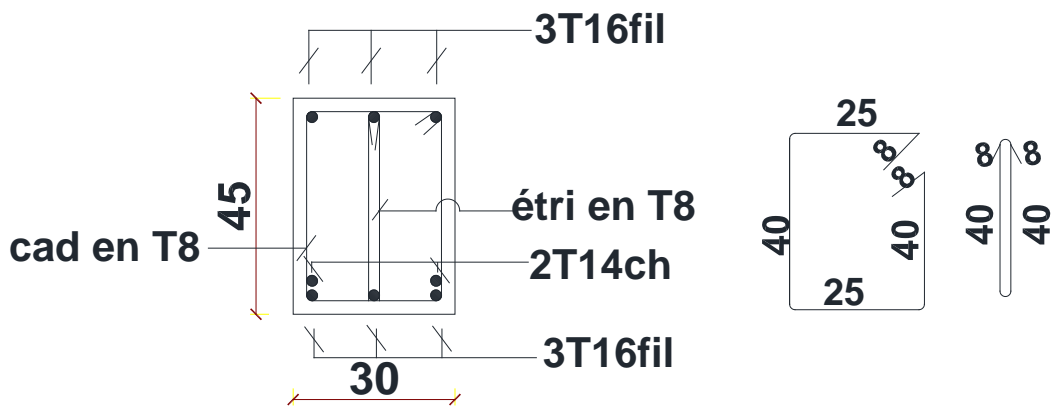


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.5.3 Exemple de calcul : (Poutre secondaire) (30*40)

b=30 cm; h=40 cm; d=36 cm; d'=3,96 cm; B35; étage 4.

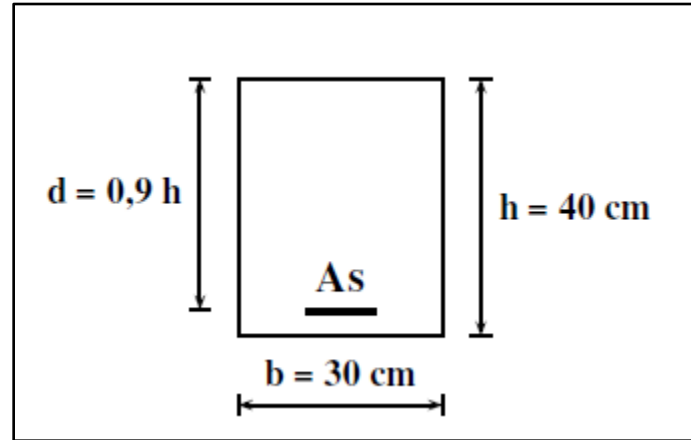


Tableau V. 8 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : 01).

Combinaisons		Mappui(KN.m)	Mtravée(KN.m)	V (KN)
ELU		-54.43	40.07	66.1
ELS		-39.67	29.07	/
ELA	G +Q± E	-120.38	/	84.3
	0,8G ± E	-53,72	/	63.4

V.5.3.1 Ferrailage longitudinal

⇒ A ELU

✂ En travée

M = 40.07 (KN.m)

$f_{bu} = 11,33$ MPa

$f_{su} = 347,83$ MPa

$\mu_{lim} = 0,392$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 11,33} = 0,0909$$

$\mu = 0,0909 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$

$$\mu = 0,0909 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0,0909 > 0,1042$$

⇒ pivot A

$\alpha \in [0; \frac{1}{6}]$ est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0,153$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = \frac{5 \times 0,153^2(3-8 \times 0,153)}{3(1-0,153)^2} = 0,096$$

$$\beta = 0,096$$

$$As = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,153 \times 30 \times 36 \times 11,33}{347,83} = 3,39 \text{ cm}^2$$

✧ **sur appui**

$$M = 54,43 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54,43 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 11,33} = 0,1235$$

$$\mu = 0,1235 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1235 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$$\mu = 0,1235 > 0,1042$$

⇒ pivot A

$$\alpha = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2 \times 0,1235} = 0,1873$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,1873 - 1}{15} = 0,133$$

$$As = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,1873 \times 30 \times 36 \times 11,33}{347,83} = 4,68 \text{ cm}^2$$

➤ **A ELA**

$$F_{bu} = 14,78 \text{ MPA}$$

$$f_{su} = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu_{lim} = 0,379$$

↳ **La nappe supérieure de l'appui (G + Q + E)**

$$M = 120,38 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{120,38 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,78} = 0,2095$$

$$\mu = 0,2095 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,2095 > 0,1859 \text{ non}$$

⇒ pivot B

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,2095)}) = 0,297$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,297 = 0,2377$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,297 \times 30 \times 36 \times 14,78}{400} = 9,487 \text{ cm}^2$$

↳ **La nappe inférieure de l'appui (0,8G + E)**

$$M = 53,72 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,72 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,78} = 0,0935$$

$$\mu = 0,0935 < \mu_{lim} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0935 < 0,1859$$

⇒ pivot A

$\alpha \in [0; \frac{1}{6}]$ est racine de l'équation

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

$$\alpha = 0,155$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = \frac{5 \times 0,155^2 (3 - 8 \times 0,155)}{3(1-0,155)^2} = 0,0991$$

$$\beta = 0,0991$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,0991 \times 30 \times 36 \times 14,78}{400} = 3,96 \text{ cm}^2$$

V.5.3.2 Vérification

- **Condition de non fragilité (d'après le BAEL91)**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{ft28}{fe} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36,5 \times \frac{1,8}{400} \right\} = \max\{1,2 ; 1,26\} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}=1,13 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s (\text{travée}) = 3,39 \geq A_{smin} = 1,13 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ appui (nappe supérieure)} = 9,487 \geq A_{smin} = 1,13 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ appui (nappe inférieure)} = 3,96 \geq A_{smin} = 1,13 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

↳ On adopte

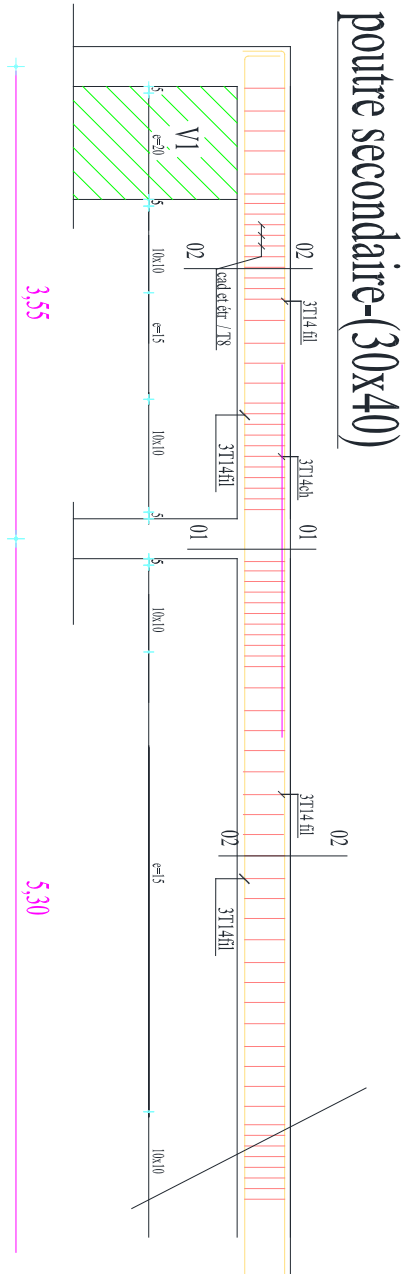
$$A_{s \text{ travée}} = 3T14 \text{ Fill (4,62) cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 3T14\text{Fill}+3T14 \text{ Ch (9,24) cm}^2$$

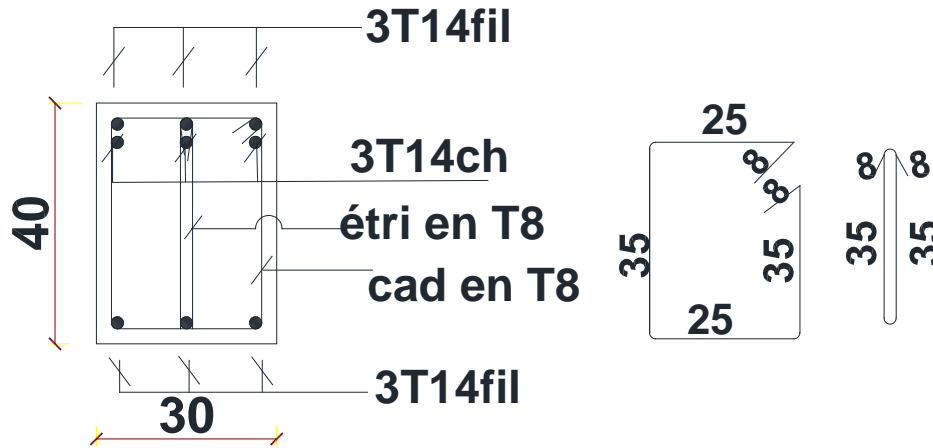
$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 3T14 \text{ Fill (4,62) cm}^2$$

V.5.3.3 Schéma de ferrailage des poutres

↳ Poutre secondaire



coupe 1-1 (sur appui)



coupe 2-2 (en travée)

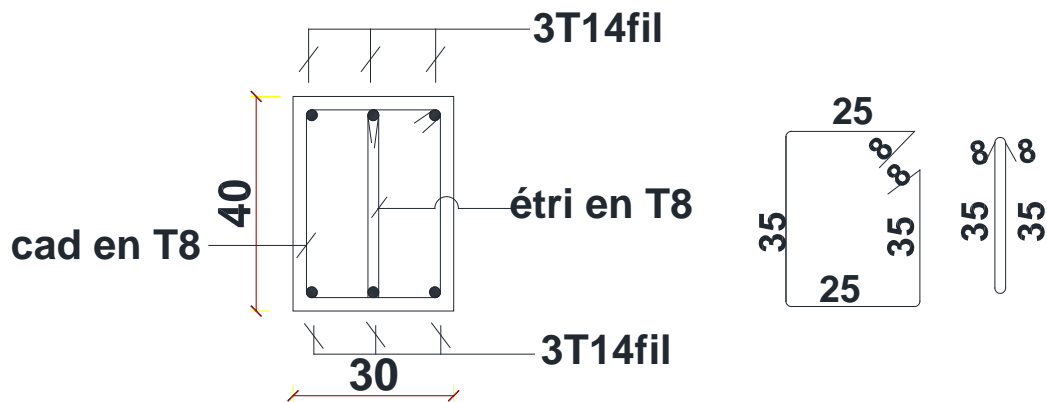


Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.6 Ferrailage des voiles

V.6.1 Introduction

Les voiles subissent des charges verticales dues aux charges permanentes et temporaires, ainsi que des charges horizontales provoquées par les séismes. Cette situation engendre des forces verticales ainsi que des charges de flexion et des forces de cisaillement. Il est donc essentiel de calculer chaque voile en tenant compte de la déformation associée et des forces de cisaillement, conformément aux normes techniques en vigueur telles que le RPA99.

Pour que le voile puisse supporter toutes les forces qui agissent sur lui, il est nécessaire de prévoir un armement métallique réparti dans différentes directions, notamment :

Armement vertical : pour supporter les charges verticales.

Armement horizontal : pour résister aux charges de flexion résultant des charges appliquées.

Armement transversal : pour renforcer la capacité du voile à résister aux forces de cisaillement.

V.6.2 Recommandation du règlement RPA99(v2003)

➤ **Acier verticaux (art.7.7.4.1)**

✓ **Pourcentage minimal d'armatures verticales dans la zone tendue**

Lorsqu'une partie du voile est sollicitée en traction sous l'effet de forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être entièrement pris en charge par les armatures verticales. Le pourcentage minimal de ces armatures dans la zone tendue est de 0,20 % de la section horizontale du béton concerné.

✓ **Concentration des armatures à l'extrémité du voile ou du trumeau**

Il est permis de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau. Cependant, la section totale des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.

✓ **Espacement des barres verticales aux extrémités**

À chaque extrémité du voile ou du trumeau, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité ne doit pas dépasser 15cm.

✓ **Dispositions des barres verticales du dernier niveau**

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres sont reliées par recouvrement.

✓ **Ligature des barres verticales dans les zones extrêmes**

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

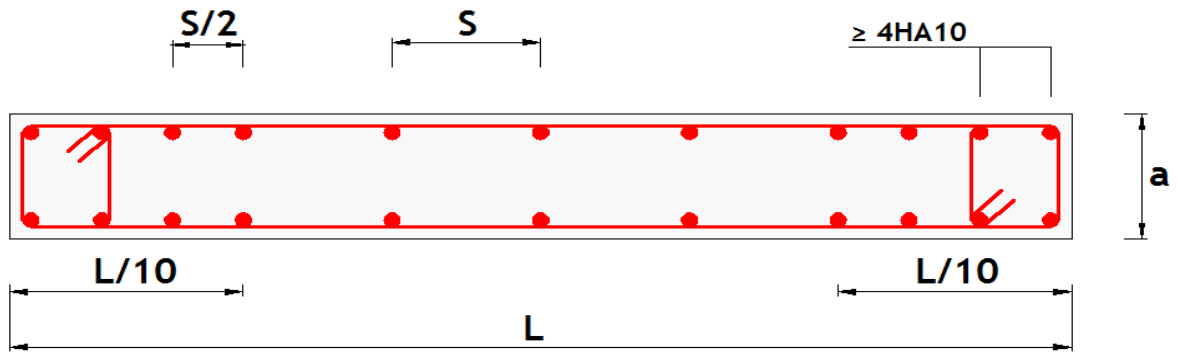


Figure V. 4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Acier 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.

➤ **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.
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.6.3 Méthodes de calcul des voiles en béton armé

Deux approches principales sont utilisées pour le calcul des voiles en béton armé :

- **Méthode simplifiée** : Cette méthode repose sur une analyse linéaire des contraintes, permettant une estimation rapide des armatures nécessaires.
- **Méthode par flexion composée** : Elle considère simultanément les effets de la flexion et du cisaillement, offrant une modélisation plus précise des sollicitations complexes.

V.6.4 Choix de la méthode

Le choix entre ces deux méthodes dépend des caractéristiques spécifiques du voile et des sollicitations auxquelles il est soumis :

- **Méthode simplifiée** : Particulièrement adaptée aux voiles qui assurent le transfert des charges verticales des planchers ou aux voiles comportant des ouvertures. Elle permet de dimensionner les armatures sur toute la longueur du voile, avec des quantités proportionnelles aux contraintes calculées selon un diagramme linéaire.
- **Méthode par flexion composée** : Recommandée pour les voiles pleins de contreventement soumis à des moments importants, notamment ceux générés par des combinaisons sismiques. Dans cette approche, les armatures sont plus concentrées aux extrémités du voile, zones où les sollicitations de flexion sont les plus défavorables.


En résumé, le choix de la méthode de calcul doit être guidé par la nature des sollicitations et les exigences spécifiques du projet, afin d'assurer la sécurité et la performance de la structure. 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).

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 .

V.6.5.1 Ferrailage verticale

Le voile sujet de cet exemple, est le voile **Vx4** aux niveau de RDC.

 $M_{\max} = 4442.09 \text{ KN.m}$

 $N_{\text{correspondant}} = 1677.6 \text{ KN}$

 $V_{\max} = 944.9 \text{ KN}$

➤ **La répartition des contraintes dans la section**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{cor}}}{B} + \frac{M_{\max}}{I} \times y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\text{cor}}}{B} - \frac{M_{\max}}{I} \times y$$

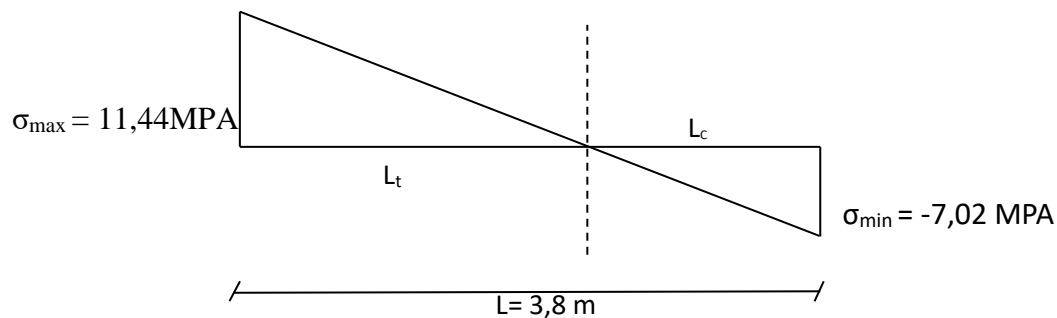
et $\left\{ \begin{array}{l} B: \text{ la section de voile.} \\ I: \text{ moment d'inertie de voile.} \\ y = \frac{L}{2} = 1,9\text{m.} \end{array} \right.$

○ $\sigma_{\max} = \frac{1677.6}{0,76} + \frac{4442.09}{0,9145} \times 1,9 = 11436,42 \text{ KN/m}^2 = 11,44 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ traction.

○ $\sigma_{\min} = \frac{1677.6}{0,76} - \frac{4442.09}{0,9145} \times 1,9 = -7021,69 \text{ KN/m}^2 = -7,02 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ compression.

Donc la section est partialement comprimée.

➤ **Diagramme des contraintes**



Ou :

✓ $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{11,44}{11,44 + 7,02} \times 3,8 = 2,35 \text{ m}$

✓ $L_t = L - L_c = 3,8 - 2,35 = 1,45 \text{ m}$

✂ **Calcule l'excentricité**

✎ **Calcule l'excentricité 1^{er} Ordre**

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} + e_a = \frac{4442.09}{1677.6} + 0,02 = 2.66\text{m}$$

$$e_a = \begin{cases} 2\text{cm} \\ \frac{H_e}{250} \end{cases} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

L'excentricité est supérieure à $h/2$, donc le centre de pression est à l'extérieur de la section, on plus l'effort normale est un effort de compression, par conséquent, la section du voile sera considérée comme une Section partiellement comprimée.

✎ **Calcul l'élancement**

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,8 = 2,66\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{L} = \frac{2,66}{3,8} = 0,7 \leq \max\left(1,5; \frac{20e_1}{3,8}\right) \leq \max(1,5; 5,3) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul sera a mené a la flexion composé en tenant compte forfaitaire de l'excentricité du 2^{eme} Ordre

✎ **Calcule l'excentricité 2^{eme} Ordre**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 L} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{183,85}{214,97} = 0,86$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,66^2}{10^4 \times 3,8} (2 + 0,86 \times 2) = 2,08 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 2,66\text{m}$$

$$M = N \cdot e_0 = 1677,6 \times 2,66 = 4462,416\text{kN.m}$$

➤ **Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{L}{2}\right) = 2,66 + \left(3,42 - \frac{3,8}{2}\right) = 4,18\text{m}$$

$$M_{ua} = N \cdot e_A = 1677,6 \times 4,18 = 7012,368\text{kN.m}$$

➤ **A l'état ultime de service**

$$N_{\text{ser}} = 990,2\text{KN}$$

$$M_{ser} = 80,19 \text{KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{80,19}{990,2} = 0,081 \text{m}$$

$$e_{Aser} = e_{0ser} + \left(d - \frac{L}{2}\right) = 0,081 + \left(3,42 - \frac{3,8}{2}\right) = 1,601 \text{m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 990,2 \times 1,601 = 1585,31 \text{kN.m}$$

➤ **Type de section pour le calcul des Armatures longitudinales**

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{L}{d} \left(1 - 0,4 \times \frac{L}{d}\right) = 0,494$$

d (hauteur utile) = 0,9L = 3,42m

$$\text{Donc ; } \mu_{bc} = 0,8 \frac{3,8}{3,42} \left(1 - 0,4 \times \frac{3,8}{3,42}\right) = 0,494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4442,09 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42^2 \times 14,78} = 0,128$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc}$$

☞ Calcul des Aciers en Flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,865}{8,019} = 1,35$$

$$\text{Donc, } \mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,283$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

Donc, on n'est pas besoin des armatures comprimées, c'est-à-dire : $A'_{sf} = 0$

☞ **Calcul du bras de levier**

$$Z_b = d(1 - 0,6 \times \mu_{bu}) = 3,42(1 - 0,6 \times 0,128) = 3,16 \text{m}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{max}}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{4442,09 \times 10}{3,15 \times 400} = 35,25 \text{cm}^2$$

➤ **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

$$A_{min-2} = 0,15\%bh = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{cm}^2$$

On adopte pour la Zone courante : T12 espacé de 20 cm pour 1ml on aura $2 \times 5 \times 1,13 = 11,3 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferraillage minimale**

✓ **Selon BAEL**

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max\left\{\frac{20 \times 380}{1000}; 0,23 \times 20 \times 342 \times \frac{1,8}{400}\right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max\{7,60; 7,08\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 7,60 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon RPA99(v2003)**

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0,15\% B = 11,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max\{A_{sf(\text{calculé})}; A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})}\} = \mathbf{35,25 \text{ cm}^2}$$

Donc :

on adopte pour l'acier verticale : **2×(24T10)** Avec $A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

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 : 15cm

✂ **Ferraillage 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 linteaux et trumeaux et donnée par la formule:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_{u\text{calcul}}$$

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9h

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 944,9 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 20 = 4 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pour ce qui est de la section minimale

✓ **Selon BAEL**

Pour le cas de fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 7 \text{ MPA} \right\} = 2,61 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{944,9 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,38 \text{ MPA} \leq 2,61 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.6.5.2 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) = $\frac{V_u}{b_0 d} = \frac{944,9 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,38 \text{ MPA}$

○ $k = 1 + 3 \left(\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \right) = 1 + 3 \left(\frac{1677,6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,8 \times 20} \right) = 1,33$

○ α : Angle des armatures transversales est égale 90°

Donc,

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k) \times b_0 S_t}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{(1,38 - 0,3 \times 1,8 \times 1,33) 0,2 \times 0,15}{0,8 \times 400 \times 1} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Calcul Des Eléments Structuraux

$A_t \approx 0\text{cm}^2$; On adopte le section minimal.

Pour ce qui est de la section minimale

✓ **Selon RPA2003**

$$A_{t\min} = 0,15\% e \times L = 0,15\% 20 \times 380 = 11,40\text{cm}^2.$$

✓ **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 $A_t = A_{t\min-RPA} = 11,40\text{cm}^2$.

Donc ; On adopte 16T10 = 12,57cm².

➤ **Les Armatures Horizontale**

$$A_s = 0,10\% \times e \times L = 0,001 \times 20 \times 380 = 7,6\text{cm}^2.$$

Pour deux nappes on adopte un ferrailage Horizontale en T8 avec espacement 15cm soit section d'acier 2(16T8)=16,08cm².

 **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	0,20	0,85	0,17	0,425	0,0102
V2	0,20	3,80	0,76	1,900	0,9145
V3	0,20	0,85	0,17	0,425	0,0102
V4	0,20	3,80	0,76	1,900	0,9145
V5	0,20	2,30	0,46	1,150	0,2028
V6	0,20	1,50	0,30	0,750	0,0563
V7	0,20	1,50	0,30	0,750	0,0563
V8	0,20	2,30	0,46	1,150	0,2028

⇒ 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	812,1	309,55	17,67	-8,12	0,58	0,27
V2	1687,5	4434,64	11,43	-6,99	2,36	1,44
V3	321,5	309,54	14,79	-11,01	0,49	0,36
V4	1677,6	4442,09	11,44	-7,02	2,35	1,45
V5	1349,1	2093,41	14,80	-8,94	1,43	0,87
V6	186,5	574,77	2,75	-1,50	0,97	0,53
V7	186,9	575,44	2,75	-1,50	0,97	0,53
V8	1349,1	2074,59	14,70	-8,83	1,47	0,83

⇒ Résultat de calcul des armatures verticaux des autres voiles

Tableau V. 11 : Résultat de calcul des armatures verticaux des autres voiles.

Voile	L(m)	A_{sf} (cm ²)	choix des Barres
V1	0,85	11,38	2×(16T10)
V2	3,80	35,25	2×(24T10)
V3	0,85	11,39	2×(16T10)
V4	3,80	35,25	2×(24T10)
V5	2,30	31,15	2×(22T10)
V6	1,50	1,14	2×(1T10)
V7	1,50	1,14	2×(1T10)
V8	2,30	31,15	2×(22T10)

V.6.6 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)	$A_s(\text{cm}^2)$	A_{min} RPA(cm^2)	choix des barres	St (cm)
V1	0,85	133,1	0,19	0,42	1,7	0,03	2(4T8)	15
V2	3,80	943,5	1,38	0,62	7,6	11,40	2(24T8)	15
V3	0,85	133,1	0,19	0,36	1,7	0,03	2(4T8)	15
V4	3,80	944,9	1,38	0,62	7,6	11,40	2(24T8)	15
V5	2,30	624,7	0,98	0,27	4,6	6,90	2(14T8)	15
V6	1,50	212,5	0,31	0,24	3	4,50	2(10T8)	15
V7	1,50	212,6	0,31	0,24	3	4,50	2(10T8)	15
V8	2,30	605,1	0,98	0,27	4,6	6,90	2(14T8)	15

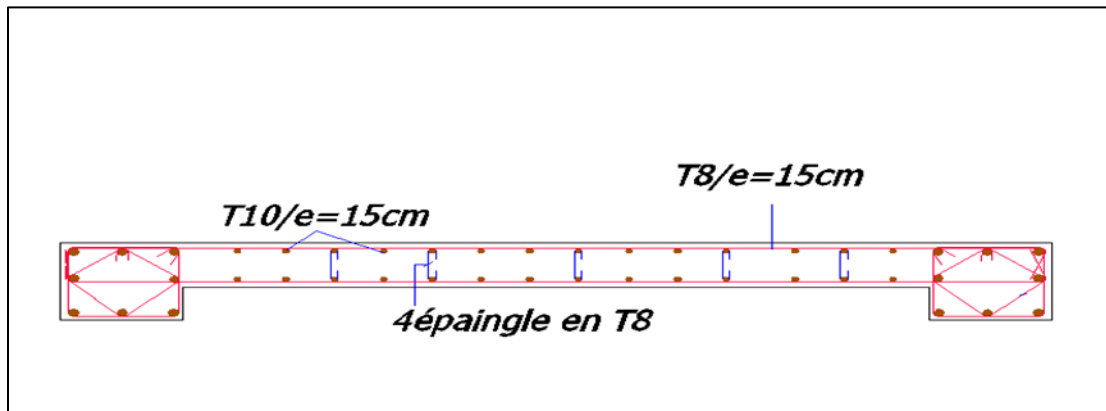


Figure V. 5: Schéma de ferrailage des voiles (V4).

Chapitre VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol à laquelle il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Lors de la conception des fondations, il est essentiel de se concentrer sur trois aspects :

- ✓ Le choix du type et de l'emplacement des fondations.
- ✓ Assurer que la contrainte maximale du sol n'est jamais dépassée.
- ✓ Limiter les tassements pour prévenir le risque de basculement.

VI.1 Etude du voile périphérique

VI.1.1 Définition

Le voile périphérique est une paroi en béton armé, continue, reliant le niveau des fondations au niveau de base. Généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol et constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, favorisant ainsi son encastrement dans le sol.

VI.1.2 Pré dimensionnement

Conformément aux prescriptions de l'article 10.1.2 du RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale du voile périphérique est fixée à 20 cm. Toutefois, cette valeur peut être augmentée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, comme le stipule l'article 7.7.1 du RPA99. Par exemple, pour une hauteur libre d'étage de 2,74 m

VI.1.3 Hypothèse de calcul

- Le voile périphérique est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encadrée sur ses quatre bords. Il est constitué, selon les deux directions (horizontale et verticale), par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillant en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres.
- Le poids propre du voile périphérique n'est pas pris en compte dans les calculs suivants en raison de son effet stabilisateur, jugé négligeable par rapport à la poussée des terres, compte tenu de la faible épaisseur du voile.
- Le ferrailage est constitué de deux nappes d'armatures, disposées intérieurement et extérieurement.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical), conformément aux prescriptions du RPA99 version 2003.
- 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.

VI.1.4 Caractéristique du sol

On sait que :

γ : Masse volumique des terres. $\rightarrow \gamma = 18 \frac{KN}{m^3}$

h : hauteur du voile. $\rightarrow h = 2,74m$

φ : Angle de frottement. $\rightarrow \varphi = 13^\circ$

k_a : coefficient de poussée de terre.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{13}{2} \right) = 0,63$$

VI.1.5 Calcul des contraintes

- **Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres)**

$$p_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = 18 \times 2,74 \times 0,63 \rightarrow P_1 = 42,57 KN/m^2$$

- **Calcul de charge due à la surcharge**

$$q = 10 KN/m^2$$

$$p_2 = q \times K_a = 10 \times 0,63 \rightarrow P_2 = 6,3 KN/m^2$$

VI.2 Ferrailage A ELU

VI.2.1 Ferrailage du voile

➤ **A ELU**

$$\delta_{\max} = 1,35 p_1 + 1,5 p_2$$

$$\delta_{\max} = 1,35(42,57) + 1,5(6,3) \rightarrow \delta_{\max} = 66,92 KN/m^2$$

$$\delta_{\min} = 1,5 p_2 = 1,5 \times 6,3 \rightarrow \delta_{\min} = 9,45 KN/m^2$$

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3\delta_{\max} + \delta_{\min}}{4} = \frac{3(66,92) + (9,45)}{4} = 52,55 KN/m^2$$

$$q_u = \delta_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 52,55 KN/ml$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,74 \text{ m} \quad L_y = 5,35 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,74}{5,35} = 0,51 > 0,4 ; \text{ donc dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0894 \times 52,55 \times 2,74^2 = 35,27 KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2500 \times 35,27 = 8,82 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 35,27 = 29,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 8,82 = 7,50 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = -0,3M_x = -0,3 \times 35,27 = -10,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_y = -0,3 \times 8,82 = -2,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x - x**

☞ En travée

$$\text{Hauteur utile: } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 11,33} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_{lim} = 0,186 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,107.$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,107 \times 1 \times 0,18 \times 11,33}{347,83} = 5,02 \text{ cm}^2$$

☞ En appui

$$\text{Hauteur utile: } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,60 = 0,54 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 11,33} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{lim} = 0,186 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,004.$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,004 \times 1 \times 0,54 \times 11,33}{347,83} = 0,56 \text{ cm}^2$$

De manière similaire, les calculs sont effectués sur sensy - y ainsi que dans les éléments en béton armé (E.L.S)

- **Ferrailage minimale**

- ✓ **Condition de non-fragilité**

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe FeE400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 8mm :

$$\Rightarrow A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3-\alpha}{2} bh$$

$$\Rightarrow A_{y\min} = 0,0008bh$$

⇒ Section minimale selon RPA99/2003(A.10.1.2):

$$A_{S \min(RPA)} = 10\% bh$$

➤ Sens $x - x$

☞ En travée :

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3-0,51}{2} 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

$$A_{S \min(RPA)} = 10\% bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(5,02; 2; 2) = 5,02\text{cm}^2$$

✓ On adopte $A_s = 8T10 = 6,28\text{cm}^2$

☞ Sur appui

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3-\alpha}{2} bh$$

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3-0,51}{2} 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

$$A_{S \min(RPA)} = 10\% bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(0,56; 2; 2) = 2\text{cm}^2$$

✓ On adopte $A_s = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

➤ Sens $y - y$

☞ En travée

$$A_{y\min} = 0,0008bh$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(1,17; 1,6; 2) = 2\text{cm}^2$$

✓ On adopte $A_s = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

☞ Sur appui

$$A_{y\min} = 0,0008bh$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(0,14; 1,6; 2) = 2\text{cm}^2$$

✓ On adopte $A_s = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

Tableau VI. 1 : Résultat de ferrailage a l'ELU des voiles périphériques (par mètre linéaire).

ELU	Travée		Appuis	
	$x - x$	$y - y$	$x - x$	$y - y$
M(KN.ml)	29,98	7,50	10,58	2,65
μ	0,082	0,020	0,003	$8,020 \times 10^{-4}$
α	0,107	0,025	4×10^{-3}	1×10^{-3}
$A_{S\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	5,02	1,17	0,56	0,14
$A_{S\text{min}}(\text{cm}^2)$	2	2	2	2
$A_{S\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	5,02	2	2	2
Choix des barres	8T10	5T10	5T10	5T10

➤ **A ELS**

$$\sigma_{\max} = P_1 + P_2$$

$$\sigma_{\max} = 42,57 + 6,3 \Rightarrow \sigma_{\max} = 48,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = P_2 = 6,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_{\text{moy}} = \frac{3\delta_{\max} + \delta_{\min}}{4} = \frac{3(42,57) + (6,3)}{4} = 33,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \delta_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 33,50 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ \mu_y = 0,4150 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0936 \times 33,50 \times 2,74^2 = 23,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,4150 \times 23,54 = 9,77 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 23,54 = 20,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 9,77 = 8,30 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -0,3 \times 23,54 = -7,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -0,3 \times 9,77 = -2,93 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 2 : Résultat de ferrailage a l'ELS des voiles périphériques (par mètre linéaire).

ELS	Travée		Appuis	
	$x - x$	$y - y$	$x - x$	$y - y$
M(KN.ml)	20,01	8,30	7,06	2,93
μ	0,055	0,023	0,019	0,008
α	0,071	0,029	0,024	0,010
$A_{S\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	3,32	1,36	0,38	0,56
$A_{S\text{min}}(\text{cm}^2)$	2	2	2	2
$A_{S\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	3,32	2	2	2
Choix des barres	5T10	5T10	5T10	5T10

VI.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{20}{1,5} ; 4\text{Mpa} \right\} = 2\text{Mpa}$$

$$V_{uy} = \frac{q_{uly}}{2} = \frac{52,55 \times 5,35}{2} = 140,57\text{KN}$$

$$V_{ux} = \frac{q_{ulx}}{2} = \frac{52,55 \times 2,74}{2} = 71,99\text{KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{bd} = \frac{140,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,78 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VI.2.3 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 $St = 15\text{cm}$.

VI.2.4 Shéma de ferrailage

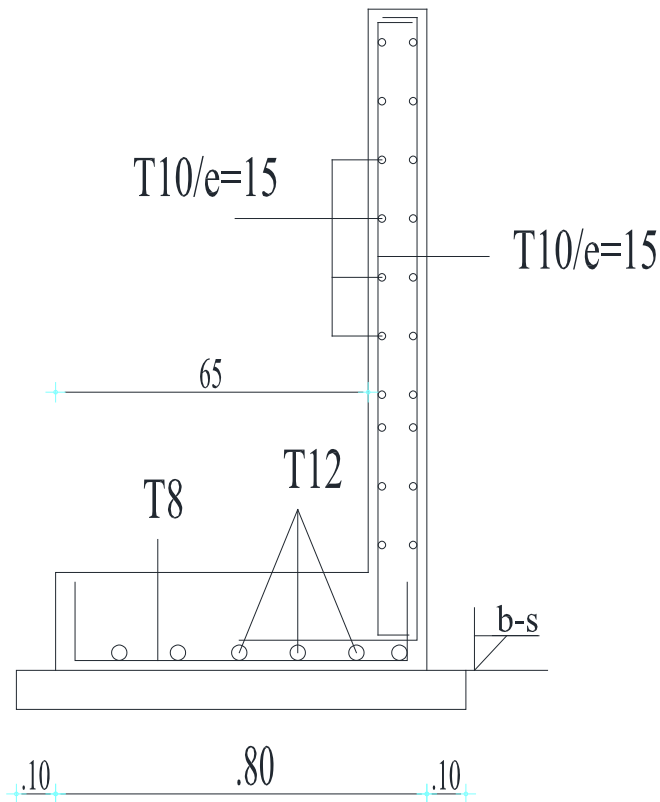


Figure VI. 1: Shéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.3 Etude des fondations

VI.3.1 Définition

✧ Les fondations

Les fondations représentent les éléments d'une construction qui assurent la transmission des charges issues de la superstructure vers le sol porteur. Étant en contact direct avec ce dernier, elles jouent un rôle primordial dans la stabilité de l'ouvrage. En effet, la durabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure dépendent largement de la qualité de leur conception et de leur exécution.

Le choix judicieux du type de fondation à adopter repose sur une combinaison de critères techniques et économiques, notamment :

- La garantie de la stabilité globale de la structure lors du transfert des charges au sol.
- La nature du projet ainsi que l'importance des charges transmises aux fondations.
- La capacité portante et l'homogénéité du sol sous-jacent sur toute l'emprise de la structure.

- La simplicité d'exécution, en tenant compte des contraintes du chantier.
- Le rapport coût-efficacité, visant une solution économiquement avantageuse sans compromettre la sécurité.

VI.3.2 Les différents types de fondations

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques du sol, de la nature de la structure, et des charges à transmettre. On distingue plusieurs catégories de fondations selon leur profondeur et leur mode de réalisation :

a. Fondations superficielles

Ce sont les plus couramment utilisées lorsque le sol de surface présente une bonne capacité portante. Elles incluent

- **Semelles isolées sous poteaux**
- **Semelles continues sous mur porteur**
- **Semelles continues sous alignement de poteaux**
- **Semelles excentrées**, utilisées lorsque l'axe du poteau ne coïncide pas avec celui de la semelle
- **Radiers simples ou généraux**, couvrant toute la surface de l'ouvrage lorsque les charges sont importantes ou le sol peu résistant

b. Fondations semi-profondes

- **Les puits** : utilisés lorsque les bonnes couches de sol se trouvent à une profondeur intermédiaire.

c. Fondations profondes

- **Les pieux** : réalisés lorsqu'il est nécessaire d'atteindre des couches de sol très profondes et résistantes pour assurer la stabilité de la structure.

d. Fondations spéciales

Utilisées dans des contextes particuliers (terrains instables, présence d'eau, etc.) :

- **Parois moulées**
- **Cuvelages**, et autres systèmes de fondation spécifiques.

↳ Étude de sol

- Contrainte admissible f_{sol} : 1,75 bars = 0,175 MPA
- Site classé comme un site meuble S3.
- Ancrage des fondations : $Z = 1,5$ m.

VI.3.2.1 La solution de semelles isolées

Le dimensionnement du coffrage des semelles isolées (sous poteaux) ou continues (sous voiles) se fait à l'État Limite de Service (ELS), en tenant compte du seul effort normal maximal appliqué sur les éléments les plus sollicités.

Une bonne répartition des charges dans le sol est considérée comme assurée uniquement si les conditions suivantes sont vérifiées :

↳ **Pour les semelles isolées sous poteaux**

$$(A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

↳ **Pour les semelles continues sous voiles**

$$(A \times L) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec:

↳ A,B,L : dimensions en plan des semelles (voir Figure 6.3).

↳ N_{ser} : effort normal de service transmis à la fondation.

↳ $\bar{\sigma}_{sol}$: pression moyenne admissible du sol.

Ces relations permettent de garantir que la contrainte transmise au sol ne dépasse pas la capacité admissible du terrain, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

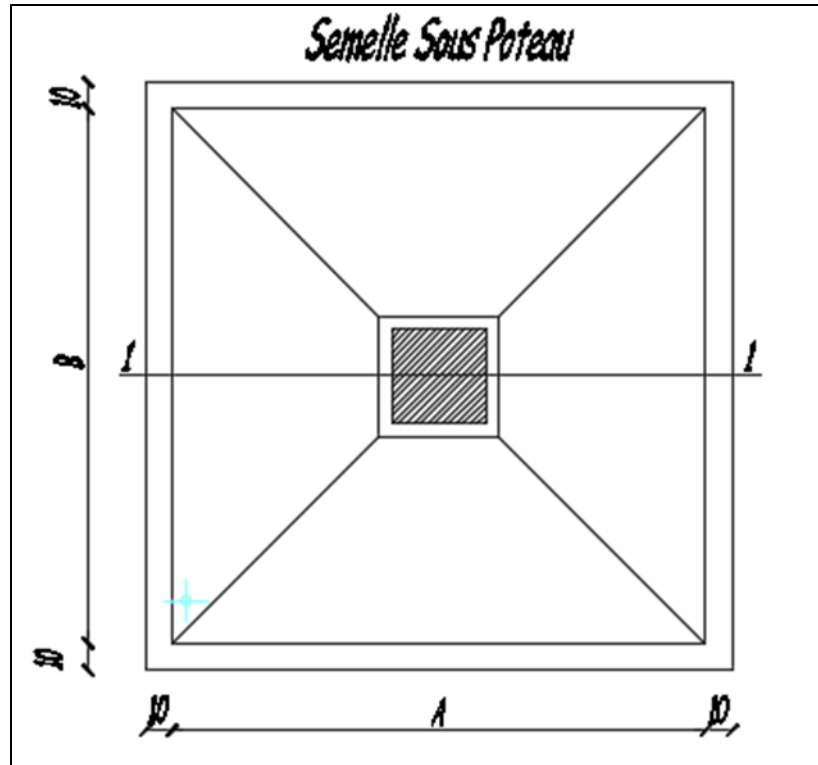


Figure VI. 2 : semelles isolées sous poteaux.

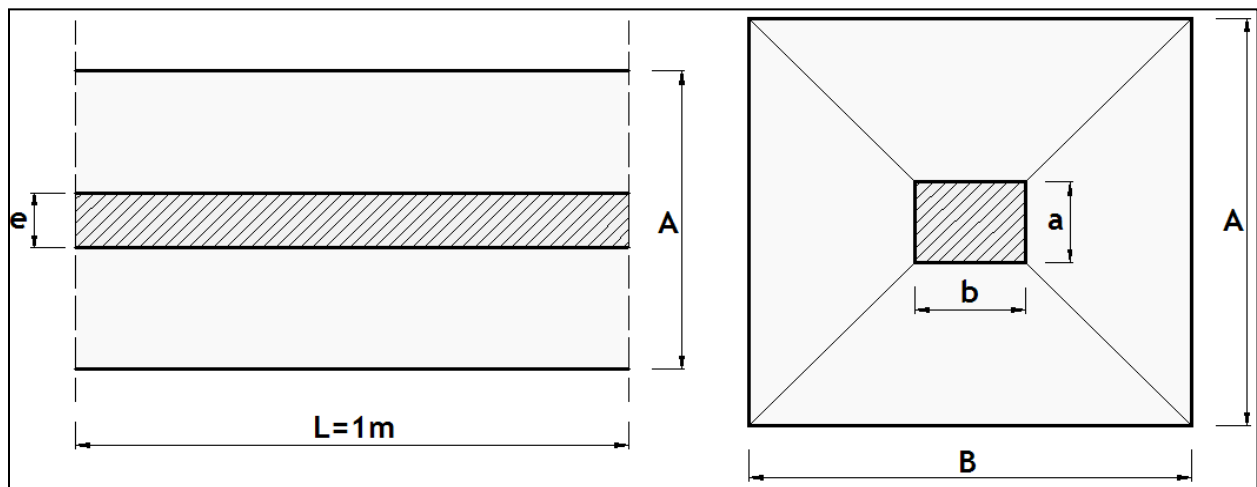


Figure VI. 3 : Semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles.

Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow A = KB$$

La section du poteau est carré pot (40*40) cm² donc a = b → A=B

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,75 \text{ bar} ; N_{ser} = 1136,5 \text{ KN}$$

$$(A \times B) \geq \frac{1136,5}{1,75 \times 10^{-2}} = 64942,857 \text{ cm}^2$$

Donc on adopter

$$A = B = 260 \text{ cm.}$$

$$(260 \times 260) = 67600 \text{ cm}^2 \geq 64942,857 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

↳ **Dimension des semelles filantes sous voile périphérique**

$$N_{ser} = \sum N_{ser}$$

Axe a	
Point	Nser (kN)
1	851.2
2	736.5
3	443.3

$$N_{ser} = \sum N_{ser} = 2031 \text{ KN}$$

$$L = 5,55 + 4,2 = 9,75 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{2031}{1,75 \times 9,75} = 1,19 \text{ m}$$

L = 975 cm donc on adopte A = 180 cm

$$(975 \times 180) = 175500 \text{ cm}^2 \geq \frac{2031}{1,75 \times 10^{-2}} = 116057,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- La surface total des semelles égal à : $2,6 \times 2,6 \times 12 = 81,12 \text{ m}^2$
- La surface total de la structure égal à : $31 \times 21,45 = 664,95 \text{ m}^2$

$$\frac{\text{surface des semelles}}{\text{surface de la structure}} \times 100 = \frac{81,12}{664,95} = 12,19 \% \leq 50 \%$$

On observant le taux d'occupation de surface des semelles, nous remarquons qu'ils sont largement inférieurs à la moitié de la surface totale de la structure, Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles révèle la plus adéquate et la plus économique, ainsi la cohérence entre les points d'appuis désiré par l'RPA sera assurée par un réseau de longrines dimensionnés à cet effet.

Pour assurer la stabilité des semelles de rive excentrées, des poutres de redressement seront prévues.

↳ Choix de la solution des semelles

L'analyse du taux d'occupation des semelles montre qu'il reste largement inférieur à 50 % de la surface totale de la structure. Cela confirme que la solution des semelles isolées sous poteaux combinée aux semelles continues sous voiles est non seulement adéquate sur le plan technique, mais également la plus économique.

Par ailleurs, la cohérence entre les points d'appui exigée par la réglementation parasismique algérienne (RPA) sera assurée à travers un réseau de longrines, dimensionné spécifiquement pour cette fonction.

Enfin, afin de garantir la stabilité des semelles de rive excentrées, des poutres de redressement seront prévues.

VI.3.3 Exemples de calcul

VI.3.3.1 Exemple « 1 »

✂ Semelle isolée sous poteau centré-

Calcul du ferrailage de la semelle SI 1

Ce calcul concerne le dimensionnement du ferrailage dans les deux directions de la semelle SI 1, en tenant compte des sollicitations maximales à l'État Limite Ultime (ELU).

Une fois les dimensions en plan de la semelle déterminées à partir de la vérification de la portance du sol, on procède à l'évaluation des dimensions en élévation (épaisseur). Ces dernières doivent satisfaire à une condition de rigidité qui garantit — si elle est vérifiée — que la répartition des réactions du sol sur la sous-face de la semelle reste linéaire, assurant ainsi un comportement structurel cohérent.

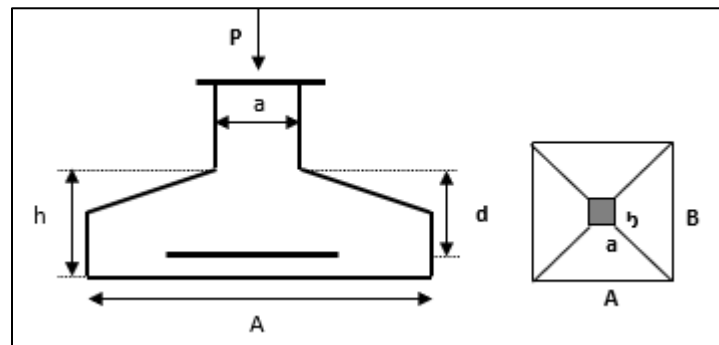


Figure VI. 4 : Schéma de semelle isolée sous poteau centré.

$$h \geq \text{Max} \{ h_1 ; h_2 \}$$

Avec :

$$\begin{cases} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5\text{cm} \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \end{cases}$$

On à : $A=B=2,60 \text{ m}$; $a = b = 0,4 \text{ m}$

Donc

$$h_1=h_2 = \frac{260-40}{4} + 5\text{cm} = 60 \text{ cm}$$

$h \geq h_1$ on adopt $h = 60 \text{ cm}$

La hauteur du patin est déduite de la hauteur totale de la semelle, on respectant la condition suivante :

$$h_p \geq \frac{ht}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

$$h_t = h \text{ (semelle)} = d + 0,05 \text{ m} = 0,55+0,05 = 0,6\text{m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{260-40}{4} = 55 \text{ cm}$$

donc on adopte $d=55 \text{ cm}$; $ht=60 \text{ cm}$; $h_p=30 \text{ cm}$

Méthode de calcul

Pour le calcul du ferrailage suivant les deux directions de la semelle, on va utiliser la méthode des bielles qui est basée sur le principe suivant

Domaine d'application de la méthode des bielles

Semelle rigide : $\frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A - a)$.

Sol entièrement comprimé : $e_s \leq \frac{A}{6}$.

Poteau entièrement comprimé : $e_p \leq \frac{a}{6}$.

➤ Sollicitations

La semelle **SI 1** le plus sollicité soumis aux sollicitations présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3 : Sollicitation de la semelle la plus sollicité.

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)
ELS	1136.5	6.46
ELU	1561.6	8.9
G+Q+E	1173.7	21.82
0,8G+E	800.6	19.57

➤ **Ferrailage**

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes de la semelle **SI 1**

A=2,6 m ; a=0,4 m ; d=55 ht=60; hp=30.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A-a) \\ e_s \leq \frac{A}{6} \\ e_p = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{a}{6} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{(2,6-0,4)}{4} = 0,55 \text{ m} \leq d = 0,55 \text{ m} \leq (2,6-0,4) = 2,2\text{m} \dots\dots\dots \text{cv.} \\ e_s = 0 \leq \frac{A}{6} = 43,33 \text{ cm (semelle à géométrie symétrique) } \dots \text{cv.} \\ e_p = \frac{8,9}{1561,6} = 5,69 \times 10^{-3} \text{ m} \leq \frac{a}{6} = 66,67 \times 10^{-3} \text{ m } \dots\dots\dots \text{cv.} \end{array} \right.$$

Vu que tous les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

Donc, on calcul σ_M et σ_m comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6ep}{A}\right) \\ \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6ep}{A}\right) \end{array} \right.$$

Où :

σ_M : Contrainte maximale sous la semelle.

σ_m : Contrainte minimale sous la semelle.

Avec : A = B =2,6 m ; $e_p=5,69 \times 10^{-3}$; $N_u=1561,6$ KN

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \frac{1561,6 \times 10^{-3}}{2,6 \times 2,6} \left(1 + \frac{6 \times 5,69 \times 10^{-3}}{2,6}\right) \\ \sigma_m = \frac{1561,6 \times 10^{-3}}{2,6 \times 2,6} \left(1 - \frac{6 \times 5,69 \times 10^{-3}}{2,6}\right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = 0,234 \text{ Mpa} \\ \sigma_m = 0,228 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculer comme suit :

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

$$Nu = \frac{(3 \times 0,234 + 0,228)2,6^2}{4} = 1,57 \text{ MN}$$

Par conséquent l'acier nécessaire pour équilibrer l'effort de traction à la base de la semelle est calculé comme suit :

$$A_s = \frac{Nu(A - a)}{8dF_{cu}}$$

$$A_s = \frac{1,57(2,6 - 0,4)}{8 \times 0,55 \times 347,83} = 22,57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte suivant chaque direction le ferrailage suivant

20T12 avec $A_s = 22,62 \text{ cm}^2$ (l'espacement $S = 10 \text{ cm}$)

➤ Vérifications divers

Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques

L'article 10.1.4 de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison **G+Q+E** en appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol.

On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité e_p .

$$\left\{ \begin{array}{l} ep \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3ep}{A} \right) \\ \frac{A}{6} \leq ep \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - ep \right)} \end{array} \right.$$

Sous la combinaison **G+Q+E** on a les sollicitations suivantes :

N=1173,7 KN, M=21,82 KN.m

Ce qui donne une excentricité de

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{21,82}{1173,7} = 0,0185 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = 0,43 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on vérifie la condition suivante

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3ep}{A} \right) \leq 2\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{1173,7}{2,6^2} \left(1 + \frac{3 \times 0,0185}{2,6} \right) = 0,177 \text{ Mpa} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} = 0,35 \text{ Mpa}$$

Donc la condition vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

L'article 10.1.5 des règles RPA99v2003 préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que:

N = 800.6 KN ; M = 19.57 KN.m (0.8G+E)

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

$$e = \frac{19.57}{800.6} = 0,0244 \text{ m} \leq \frac{2,6}{4} = 0,65 \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante :

$$1,2\sigma_b \geq 1,5 \frac{P - P_1}{pc \text{ ht}}$$

La notation utilisée dans l'inégalité ci-dessus est montrée dans la figure suivante :

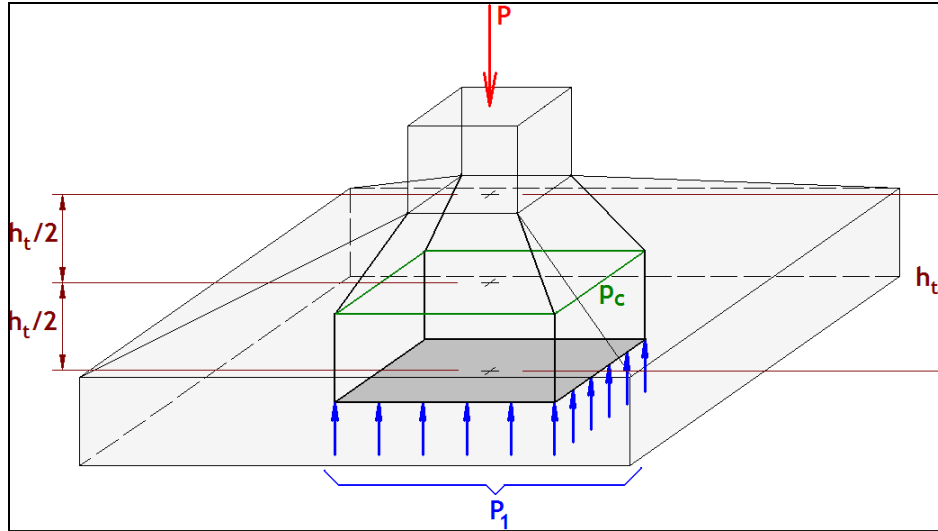


Figure VI. 5 : Schéma représenté de poinçonnement de la semelle isolée.

Où :

p_c : est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$p_c = (4h_t + a) = (4 \times 0,6 + 0,4) = 2,8 \text{ m}$$

P_1 : La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par p_c , et qui doit être soustraie de la charge P, dont :

$$P \text{ (ELU)} = 1561,6 \text{ KN}$$

$$P_1 = \left(\frac{P}{AB}\right) (h_t + a)^2 = \left(\frac{1561,6}{2,6^2}\right) (0,6 + 0,4)^2 = 231,01 \text{ KN}$$

σ_b : est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont : $\sigma_b = 0,7 \text{ Mpa}$.

Donc, on n'aura :

$$1,2\sigma_b = 0,84 \text{ Mpa} \leq 1,5 \frac{P-P_1}{p_c h_t} = 1,5 \times \frac{1561,6-231,01}{2,8 \times 0,6} = 1,18 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage

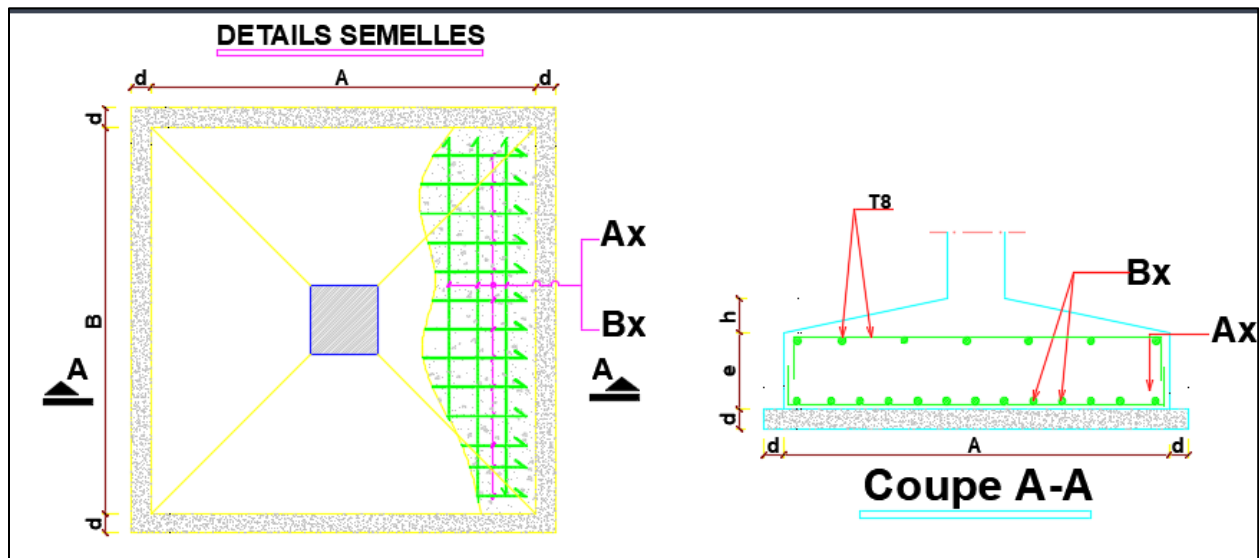
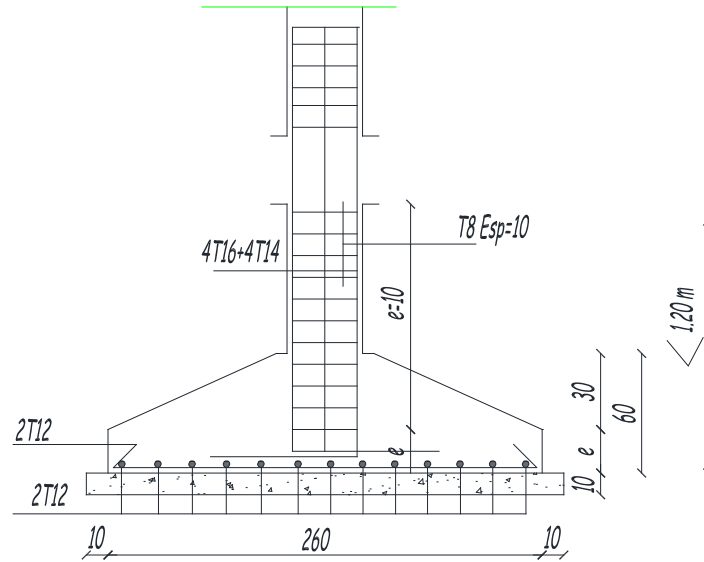


Figure VI. 6 : Schéma de ferrailage des semelles isolées.

VI.3.3.2 Exemple de calcul « 2 »

• **Etude d'une semelle continue sous voile centrée -**

Calcul du ferrailage des semelles continues sous voile

Le ferrailage des semelles continues centrées sous voile s'effectue selon une méthode classique, en considérant deux directions distinctes :

Dans le sens transversal, les aciers principaux sont déterminés en appliquant l'une des deux approches : la méthode des bielles ou la méthode des consoles, selon que la semelle est considérée rigide ou souple.

Dans le sens longitudinal, des armatures de répartition sont mises en place. Celles-ci ne participent pas directement à la résistance, mais elles permettent de maintenir les aciers principaux en place et de limiter l'apparition de fissures transversales.

Dans le cadre de cet exemple de calcul, l'étude porte sur la semelle filante SF1, dont les dimensions en plan sont les suivantes :

↳ **Dimension des semelles filantes sous voile périphérique**

$$N_{ser} = \sum N_{ser}$$

Axe a	
Point	Nser (kN)
1	851.2
2	736.5
3	443.3

$$N_{ser} = \sum N_{ser} = 2031 \text{ KN}$$

$$L = 5,55 + 4,2 = 9,75 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{2031}{1,75 \times 9,75} = 1,19 \text{ m}$$

L= 975 cm donc on adopte A=180 cm

$$(975 \times 180) = 175500 \text{ cm}^2 \geq \frac{2031}{1,75 \times 10^{-2}} = 116057,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On peut donc, définir les dimensions en élévation de cette semelle, on appliquant la condition de rigidité suivante :

$$h \geq h_1 = \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{180 - 40}{4} + 5 = 40 \text{ cm} \quad \text{on adopte } h = 60 \text{ cm}$$

Puis on calcul la hauteur du patin comme suit :

$$h_p \geq \frac{h_t}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \quad \text{on adopte } h_p = 40 \text{ cm}$$

➤ **Sollicitations**

Tableau VI. 4 : Sollicitation de la semelle filante **SF 1.**

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)
ELS	851.2	4.71
ELU	1160.4	1.15
G+Q+E	2548.2	201.62
0,8G+E	2317.6	203.39

➤ **Ferraillage**

• **Sens transversal**

Suivant le sens transversal on applique la méthode des bielles pour la détermination des aciers principales, mais d'abord on doit vérifier les conditions d'application de la méthode.

$A = 1,8 \text{ m}; \quad a = 0,4 \text{ m}; \quad d = h - d' = 60 - 5 = 55 \text{ cm},$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-a)}{4} \leq d \leq (A-a) \\ e_s \leq \frac{A}{6} \\ e_p = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{a}{6} \text{ (ELU)} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{(1,8-0,4)}{4} = 0,35 \text{ m} \leq d = 0,55 \text{ m} \leq (1,8-0,4) = 1,4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv.} \\ e_s = 0 \leq \frac{180}{6} = 30 \text{ cm (semelle à géométrie symétrique) } \dots \text{cv.} \\ e_p = \frac{1,15}{1160,4} = 0,991 \times 10^{-3} \text{ m} \leq \frac{0,4}{6} = 66,67 \times 10^{-3} \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv.} \end{array} \right.$$

Donc la méthode bielle est applicable

On à :

$A = 1,8 \text{ m}, \quad a = 0,4 \text{ m}, \quad N_u = 1,1604 \text{ KN/m}$

$$A_s = \frac{N_u (A - a)}{8 d f_{su}} = \frac{1,1604 (180 - 40)}{8 \times 55 \times 347,83} = 10,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : 10T12 avec $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$: et un espacement entre barres de 15 cm.

• **Sens longitudinal**

Suivant le sens longitudinal de la semelle, on adopte des armatures de répartition dont la section d'acier se calcul comme suit :

$$A_r = \frac{A_s \times A}{4} = \frac{11,31 \times 1,8}{4} = 5,09 \text{ cm}^2$$

On adopte : 11T8 avec $A_s=5,53 \text{ cm}^2$: et un espacement entre barres de 15cm.

➤ **Vérification de la contrainte maximale dans le sol**

On doit vérifier l'une des deux conditions suivant, à savoir l'intensité de l'excentricité e:

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{6M}{SL} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{L}{6} < e < \frac{L}{4} \rightarrow \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)A} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \end{cases}$$

Avec :

S: Surface d'appui de la semelle,

L: Longueur de la semelle,

A: Largeur de la semelle.

Sous la combinaison **G+Q+E** on a les sollicitations suivante :

$$N = 2548,2 \text{ KN} \quad M = 201,62 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne une excentricité de

$$e_p = \frac{M}{N} = \frac{201,62}{2548,2} = 0,079 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9,75}{6} = 1,63 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc on vérifie la condition suivante:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{6M}{2L} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$S = A \times L = 9,75 \times 1,8 = 17,55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2.5482}{17.55} + \frac{6 \times 0,20162}{2 \times 9,75} = 0,207 \text{ Mpa} \leq 1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

La semelle est stable vis-à-vis le renversement si la condition suivante est vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A: est la petite dimension de la semelle.

M,N: sont les sollicitations défavorables, obtenues sous la combinaison **0,8G+E**.

Donc : $N = 2317,6 \text{ KN.m}$ $M = 203,39 \text{ KN}$

$$e = \frac{203,39}{2317,6} = 0,088 \text{ m} \leq \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage

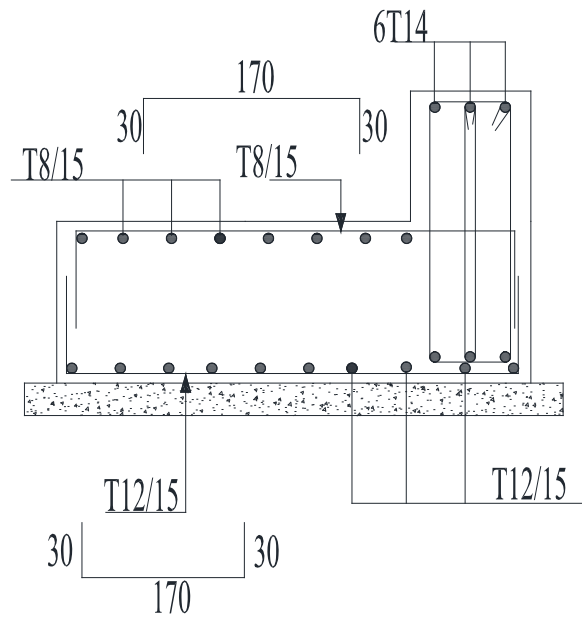


Figure VI. 7 : Schéma de ferrailage des semelles filante.

Conclusion générale

L'étude d'un bâtiment ne constitue pas un travail répétitif, car chaque projet possède ses propres caractéristiques et nécessite des méthodes de calcul spécifiques. Le véritable enjeu réside dans la compréhension approfondie de ces aspects, ce qui permet d'appliquer les connaissances théoriques acquises tout en développant de nouvelles compétences à travers les différentes étapes de dimensionnement et d'analyse des éléments structuraux. Cette démarche intègre l'application des réglementations en vigueur ainsi que l'usage de logiciels spécialisés tels que **ETABS v21** et **AutoCAD 2023**.

Après la mise en œuvre de l'isolation à la base, l'attention a été portée sur le comportement dynamique de la structure, dans le but d'en améliorer la performance en cas de séisme. Cette étude nous a permis d'atteindre plusieurs objectifs majeurs :

- Concevoir une structure résistante face aux différentes sollicitations statiques.
- Optimiser le comportement dynamique de l'ouvrage en situation sismique, réduisant ainsi les risques et les conséquences potentielles.
- Comprendre l'interaction et la variation des paramètres impliqués dans l'analyse sismique.
- Proposer une structure économique et optimisée en termes de coût.
- Résoudre diverses problématiques techniques rencontrées au cours de l'étude.

Ce travail représente une première immersion dans le monde professionnel, nous offrant l'opportunité de mettre en pratique nos acquis académiques. De plus, l'application de l'isolation à la base, largement reconnue à l'échelle internationale, suscite l'espoir de son adoption progressive dans notre pays. Une révision des normes parasismiques nationales s'avère souhaitable, en vue d'intégrer des paramètres et coefficients de calcul des isolateurs mieux adaptés au contexte local.

Bibliographie

REGLEMENT

- ✂ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✂ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- ✂ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✂ Document technique réglementaire (charges et surcharges) DTR B.C.2.2.

LIVRES

- ✂ User's Guide.

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

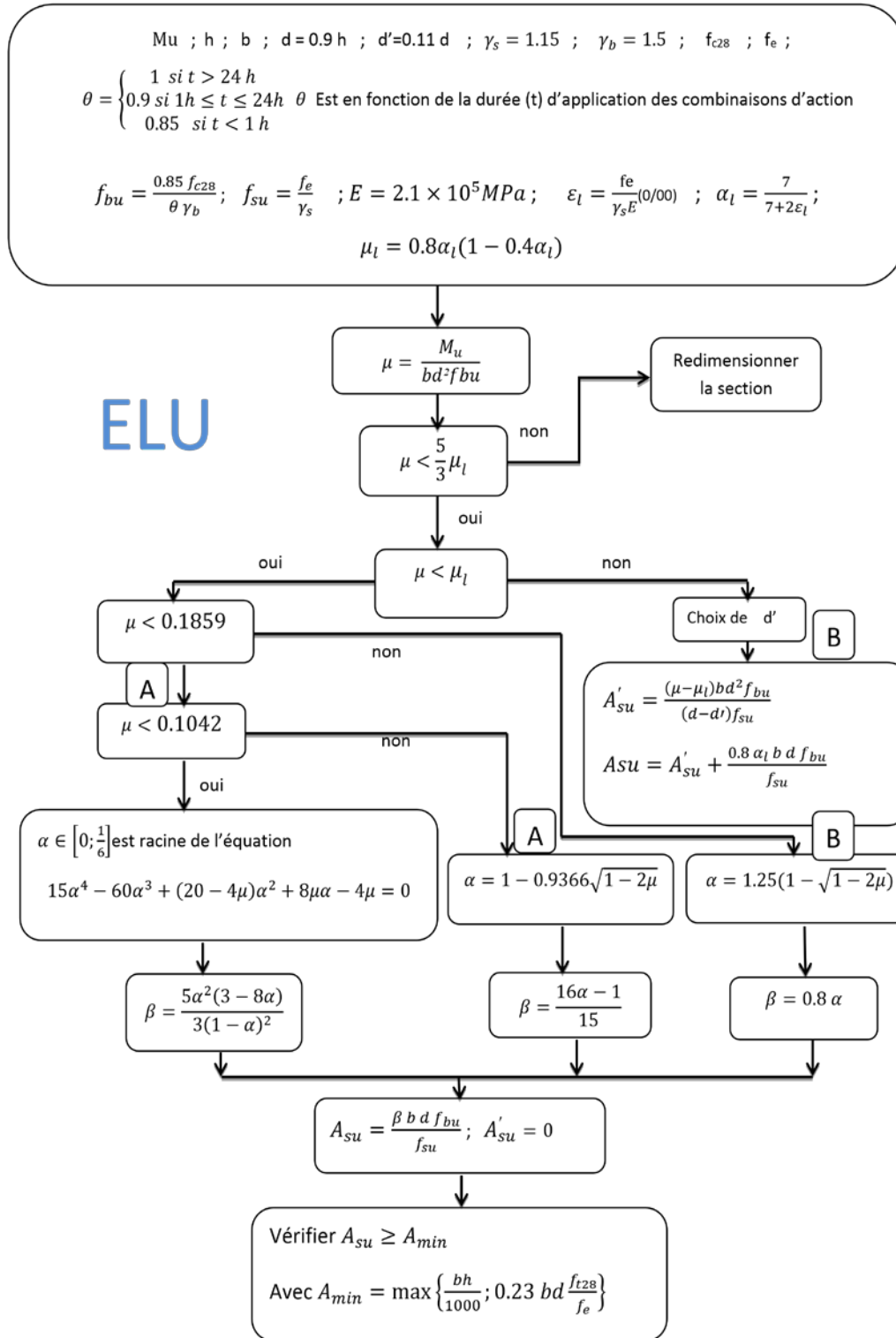
- ✂ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.
- ✂ EXCEL 2016.
- ✂ WORD 2016.
- ✂ AUTO CAD 2020.

Les Annexes

Annexe 1

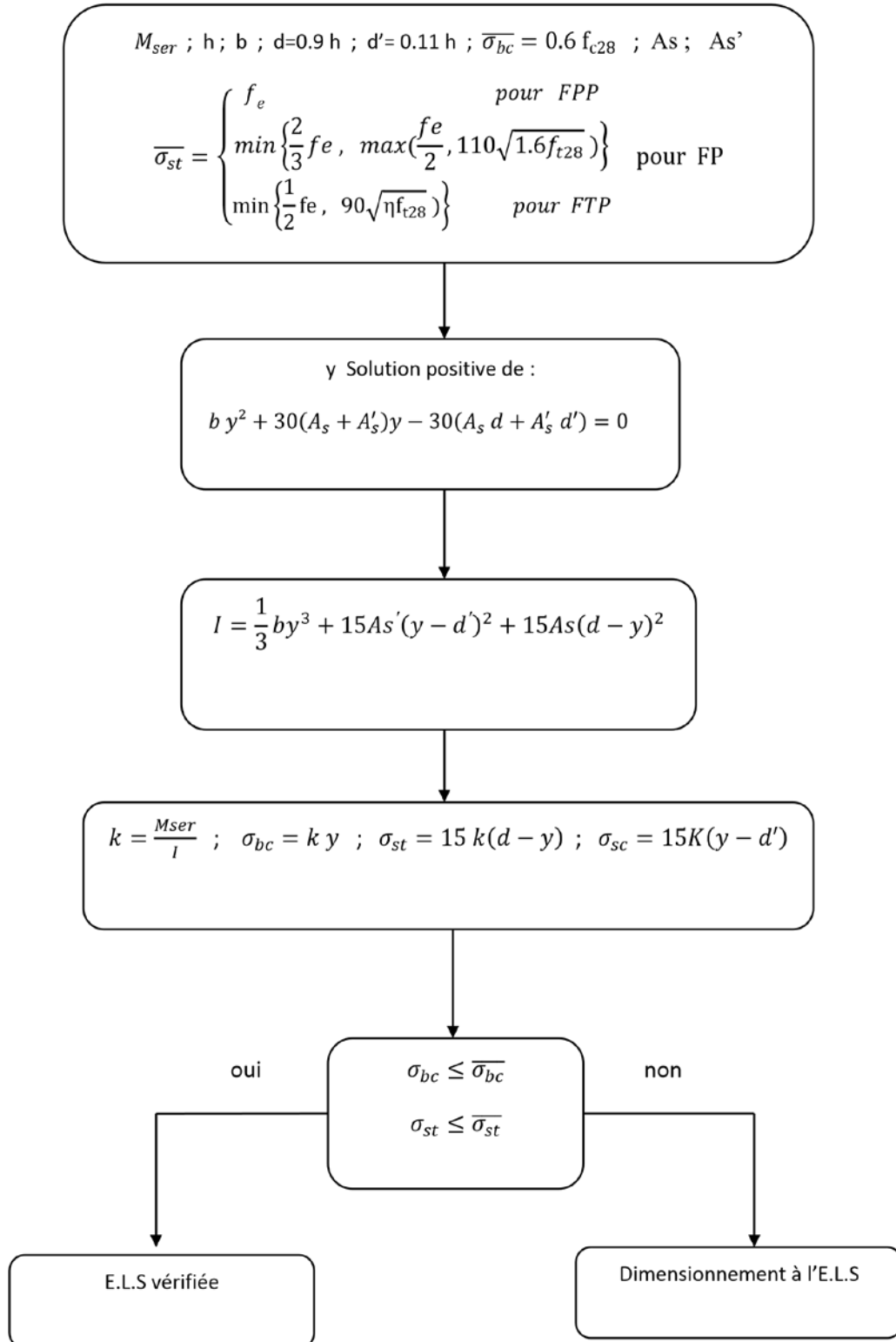
Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à

ELU



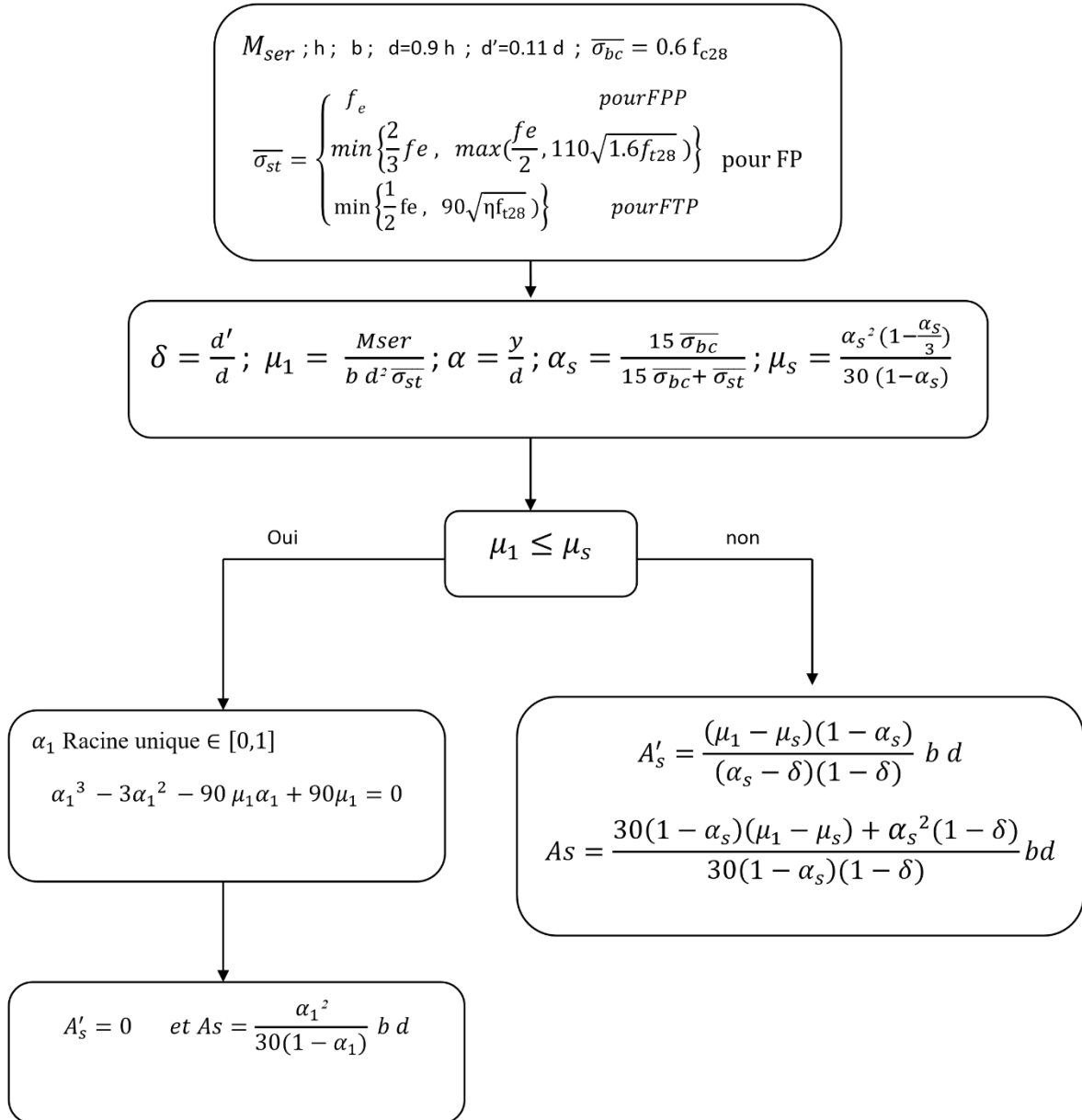
Annexe 2

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



Annexe 3

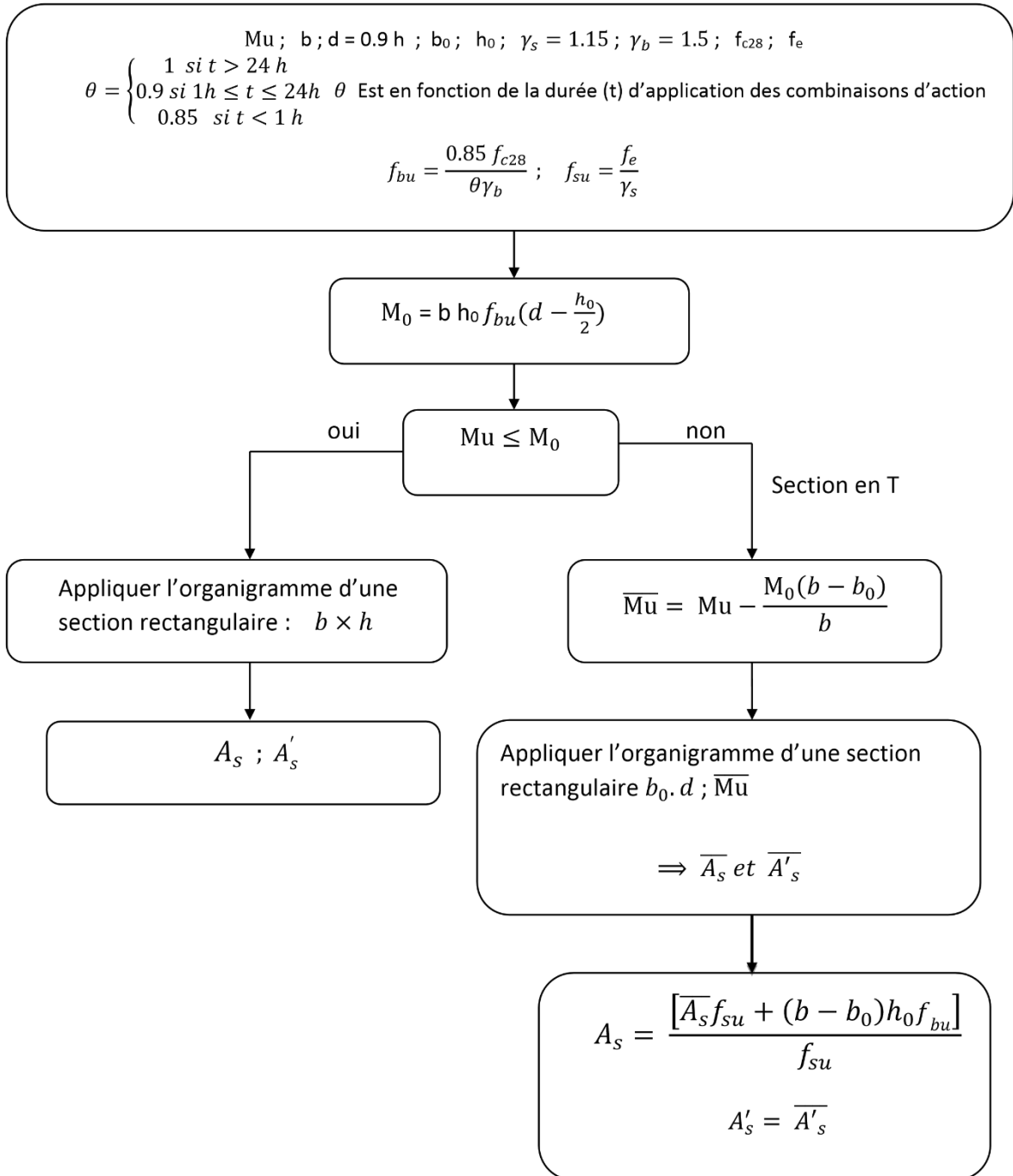
Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS



Annexe 4

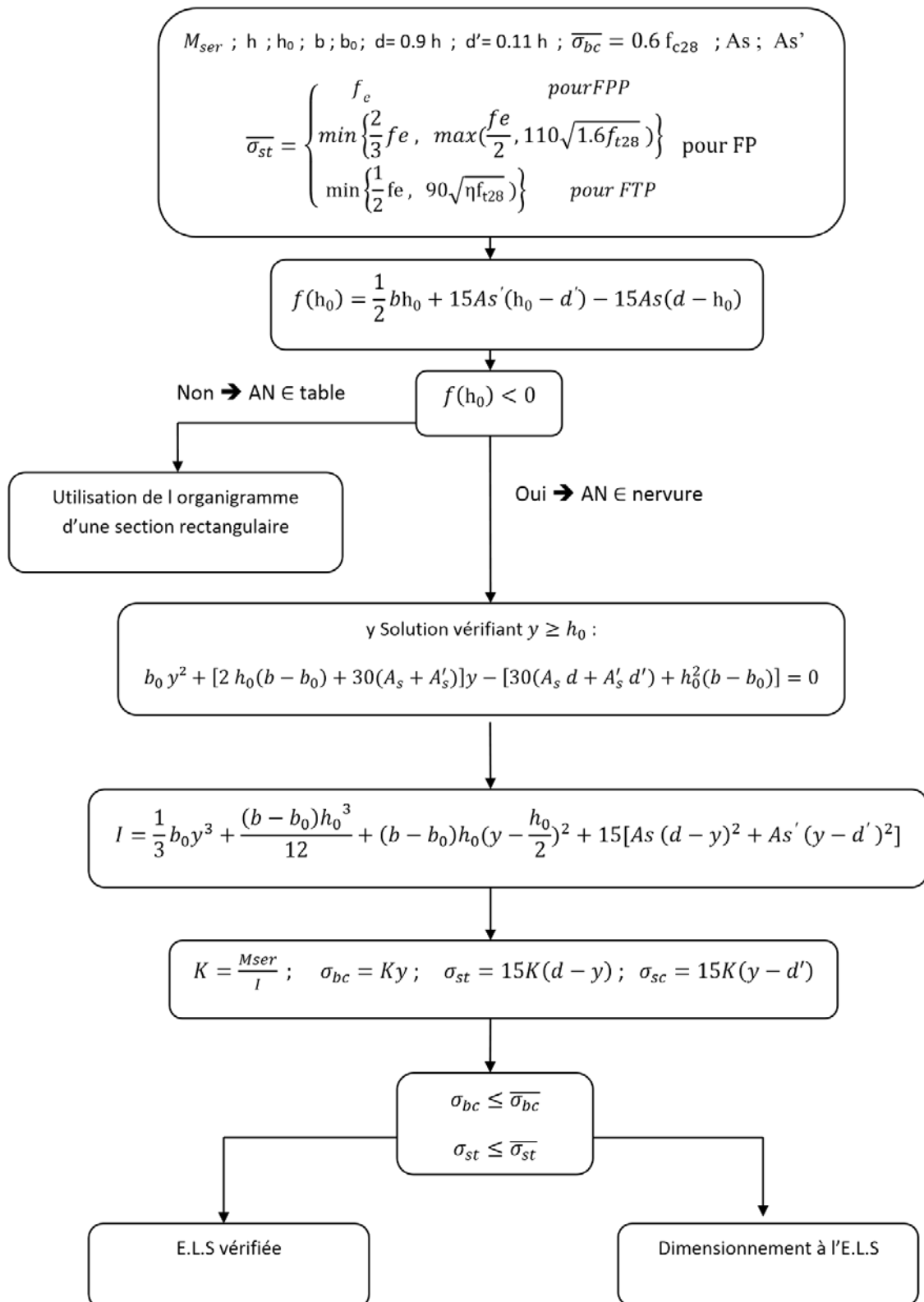
Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple

à ELU



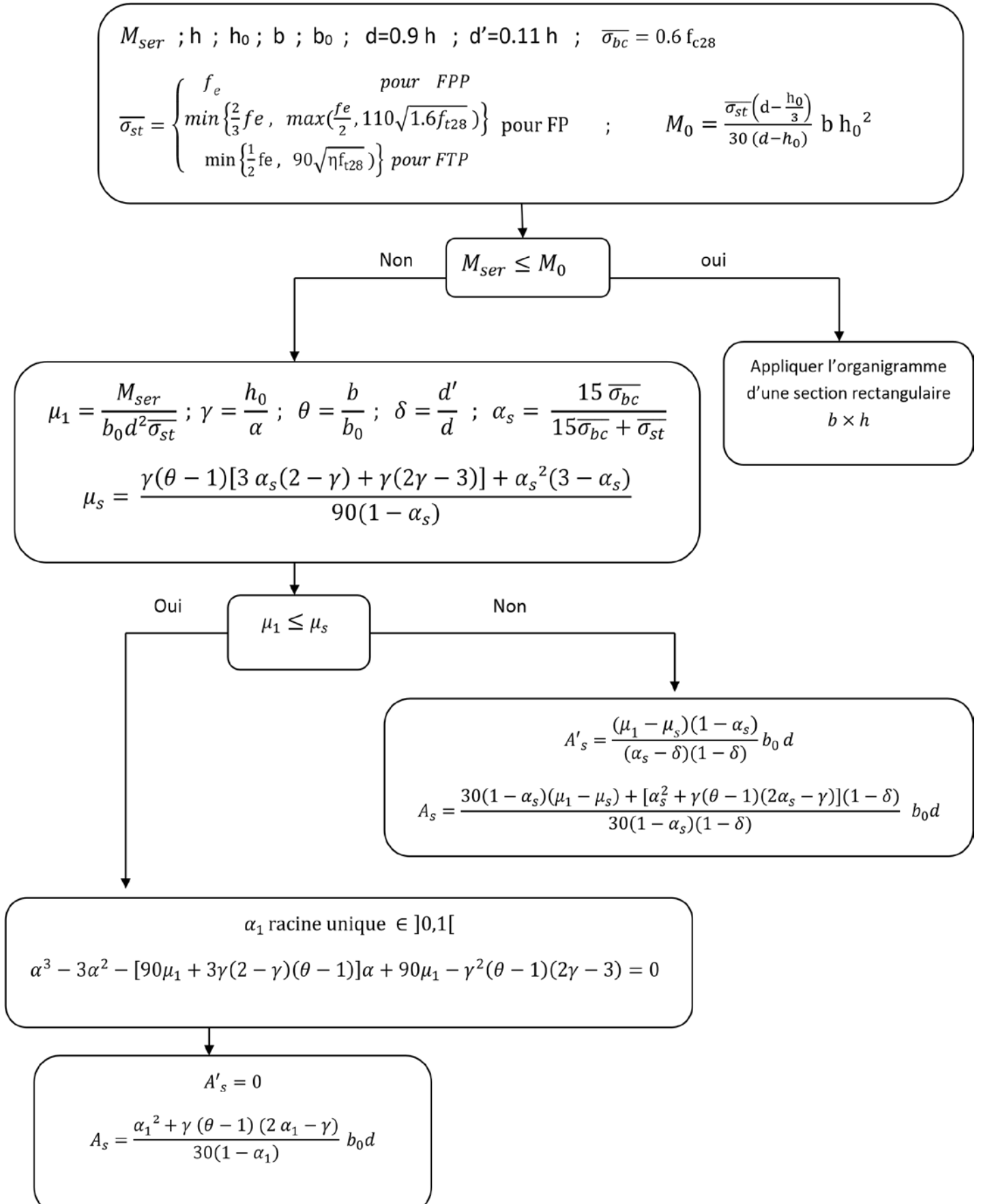
Annexe 5

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



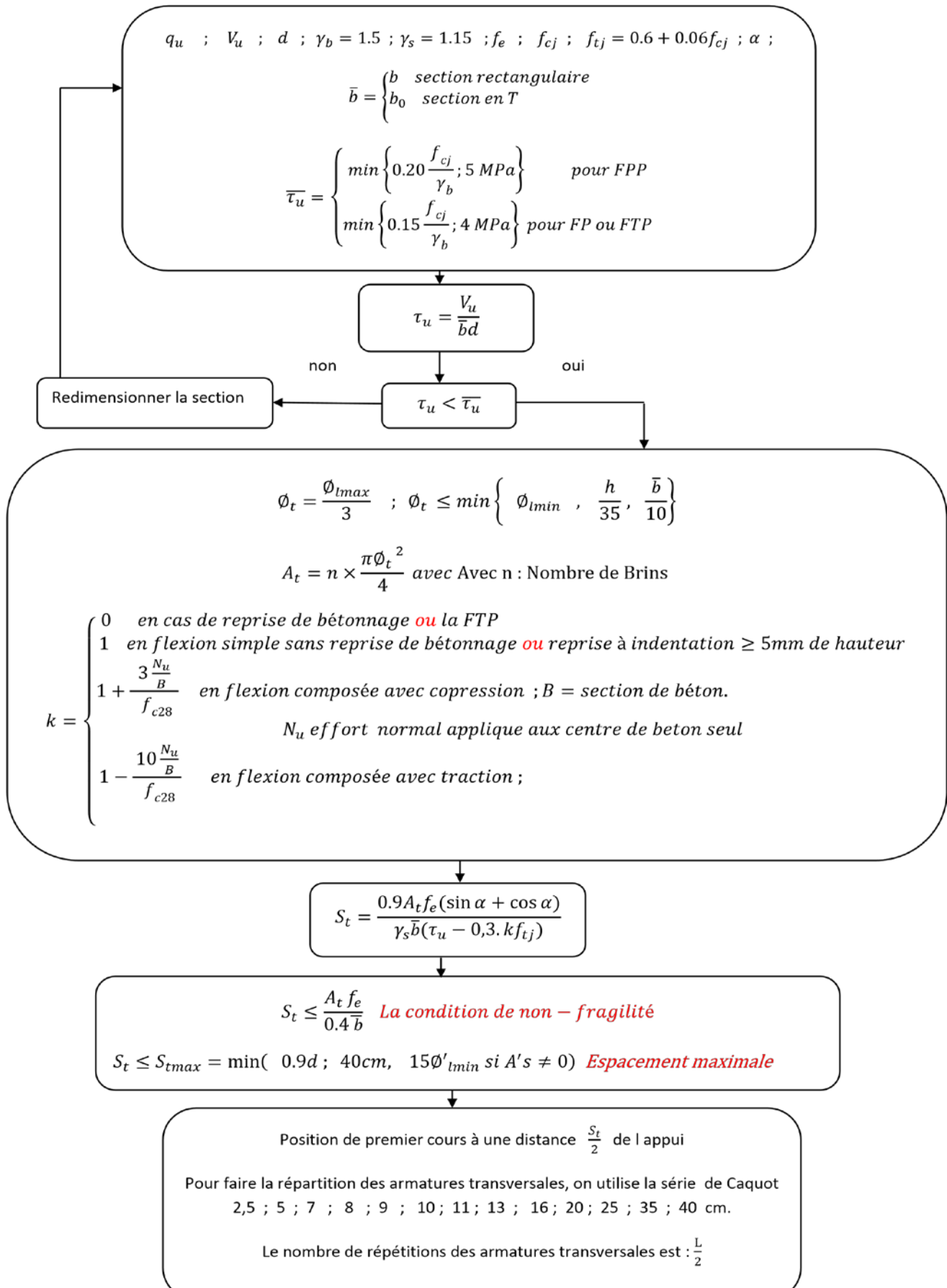
Annexe 6

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à l'ELS



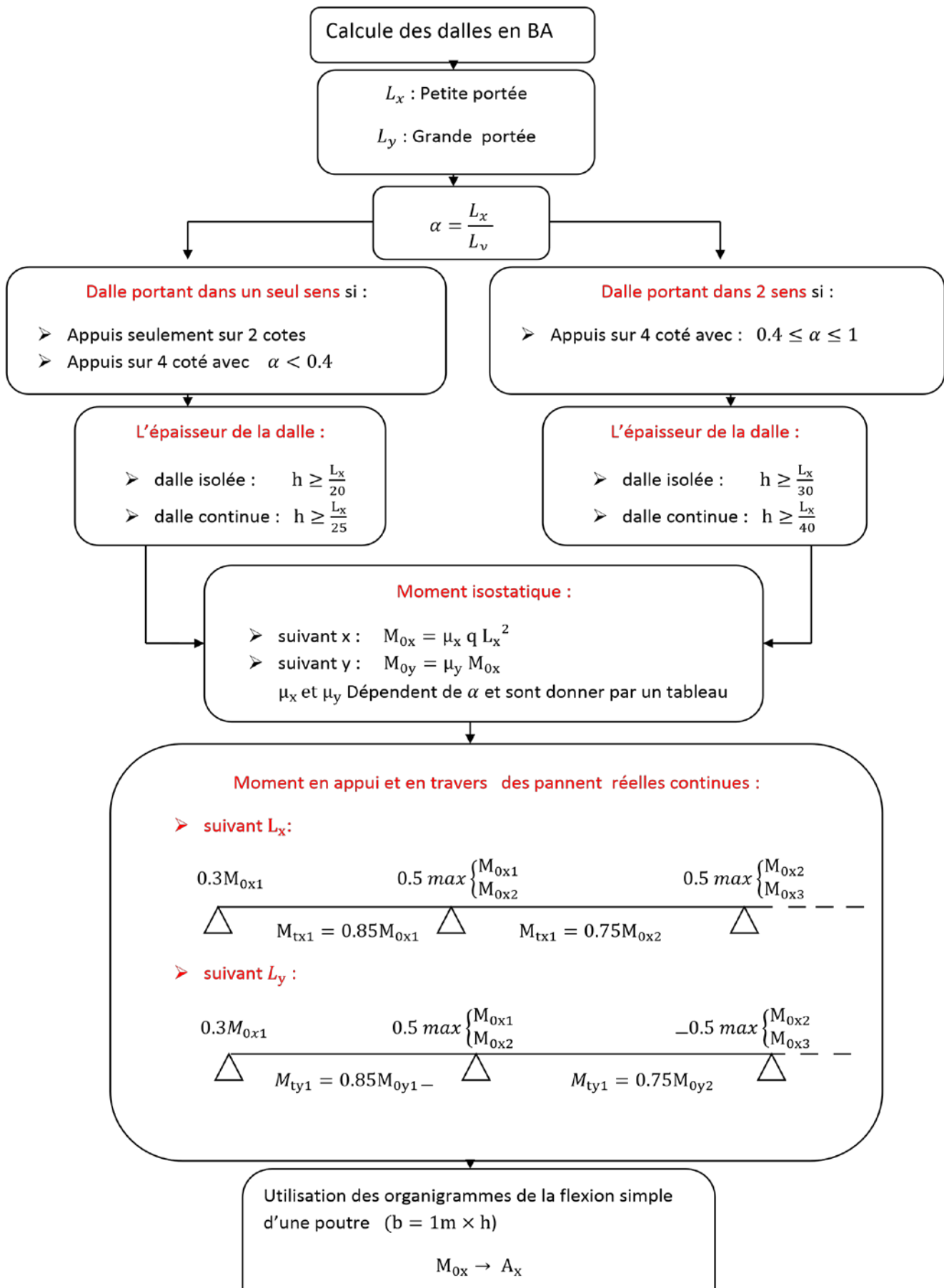
Annexe 7

Organigramme de calcul des armatures transversales et l'effort tranchant



Annexe 8

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon Ly :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mitre}$$

➤ selon Lx :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Tapez une equation ici.

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

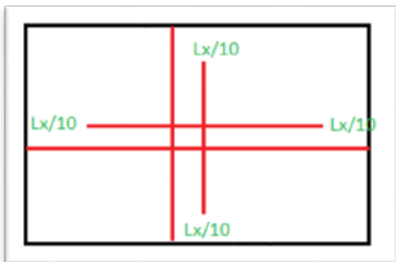
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtes 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

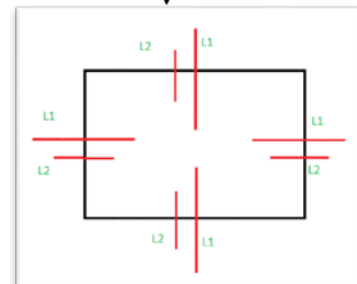


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtee 1 sur 2 de L1 et L2

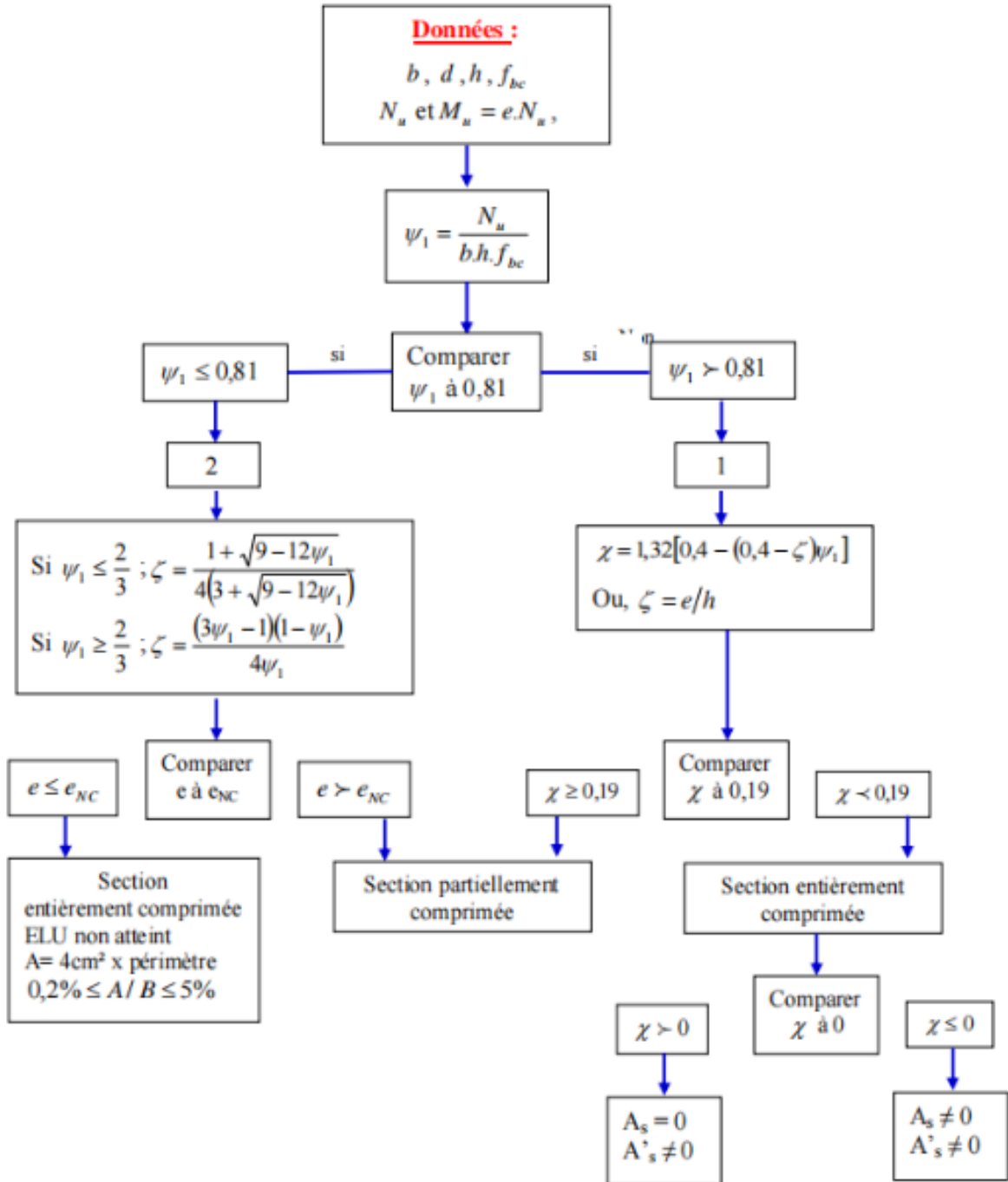
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \begin{cases} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{cases}$$



Annexe 9

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composé



Annexe 10

Tableau des Armatures en cm²

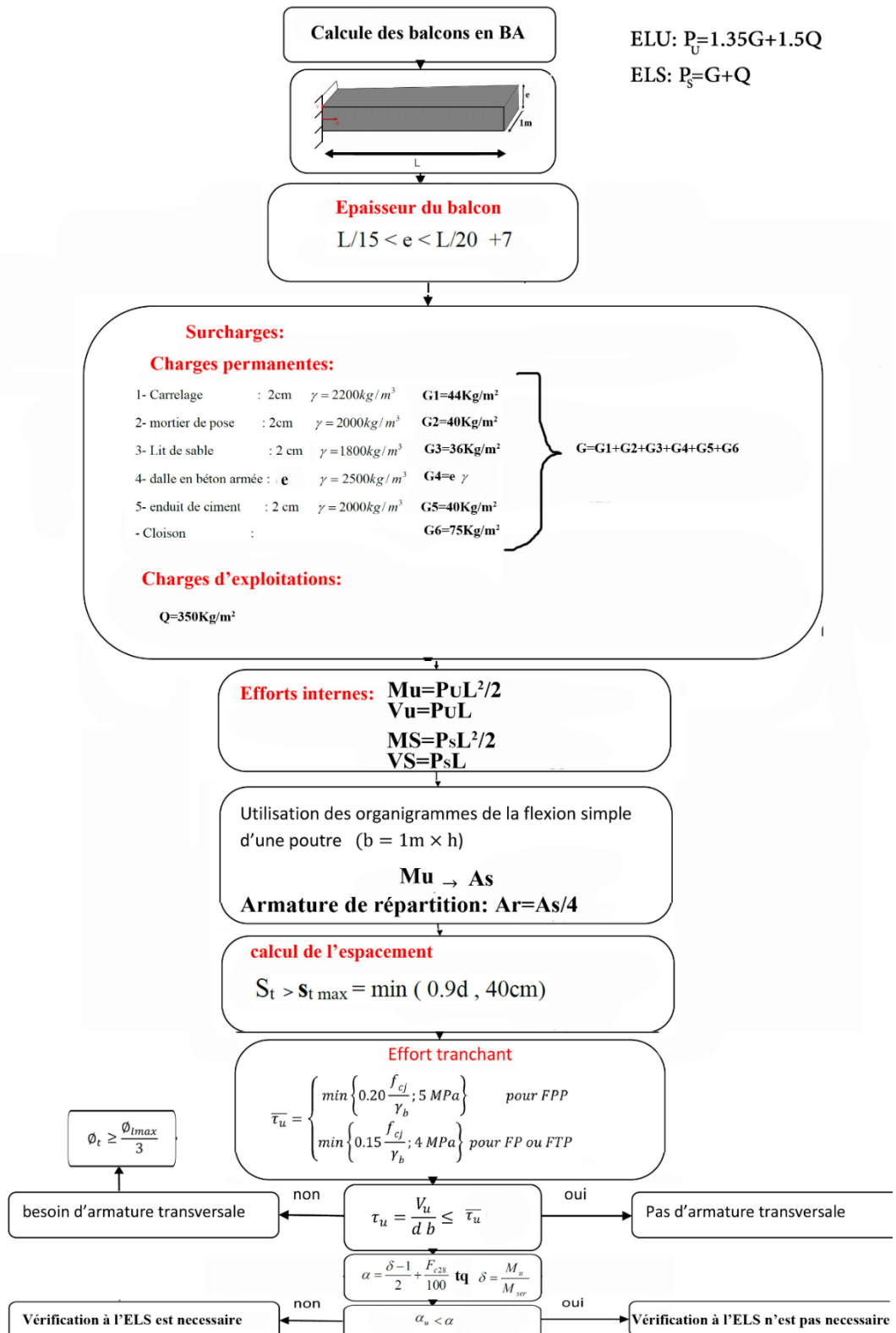
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

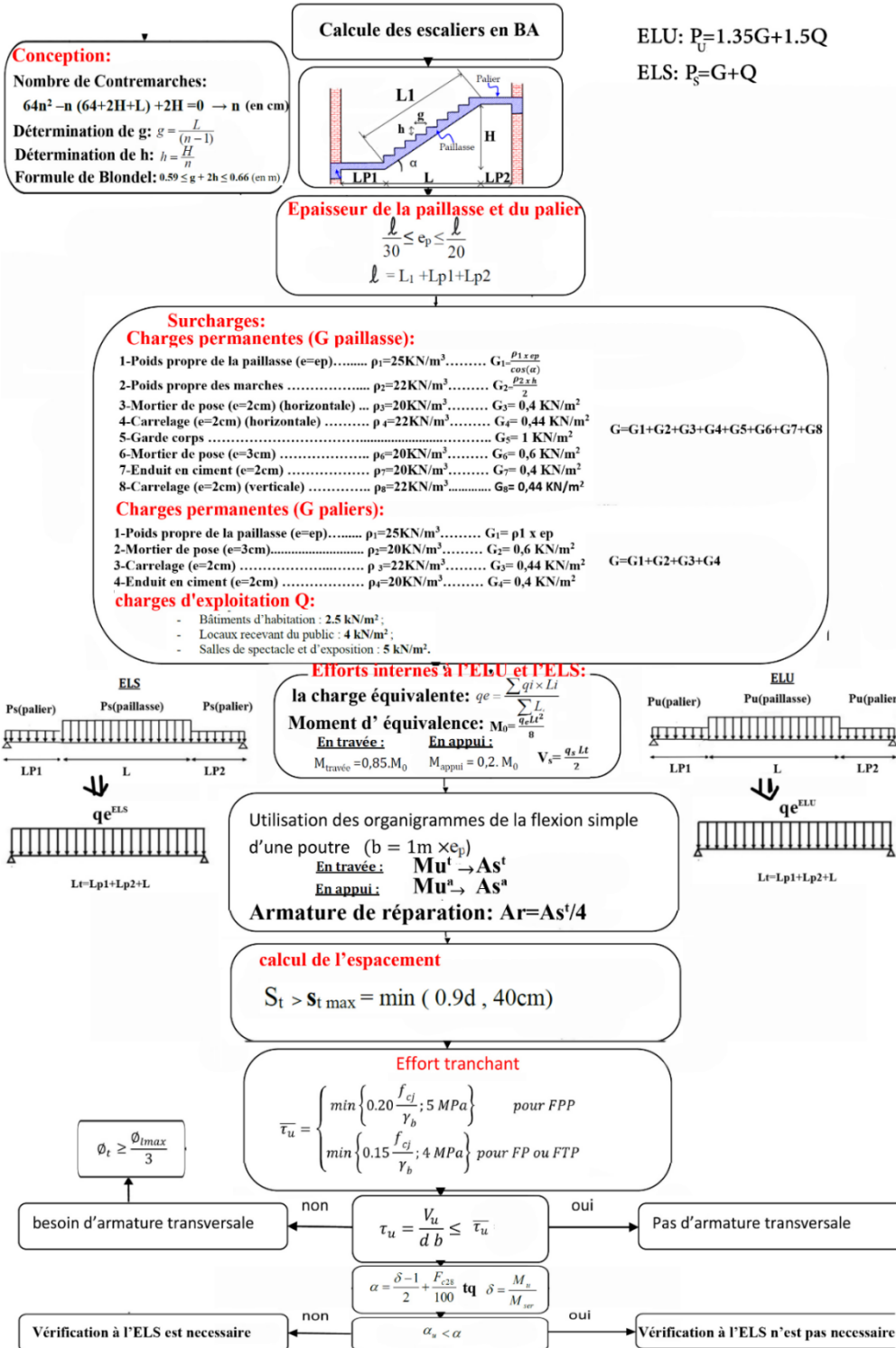
Annexe 11

Organigramme de calcul des balcons



Annexe 12

Organigramme de calcul des escaliers



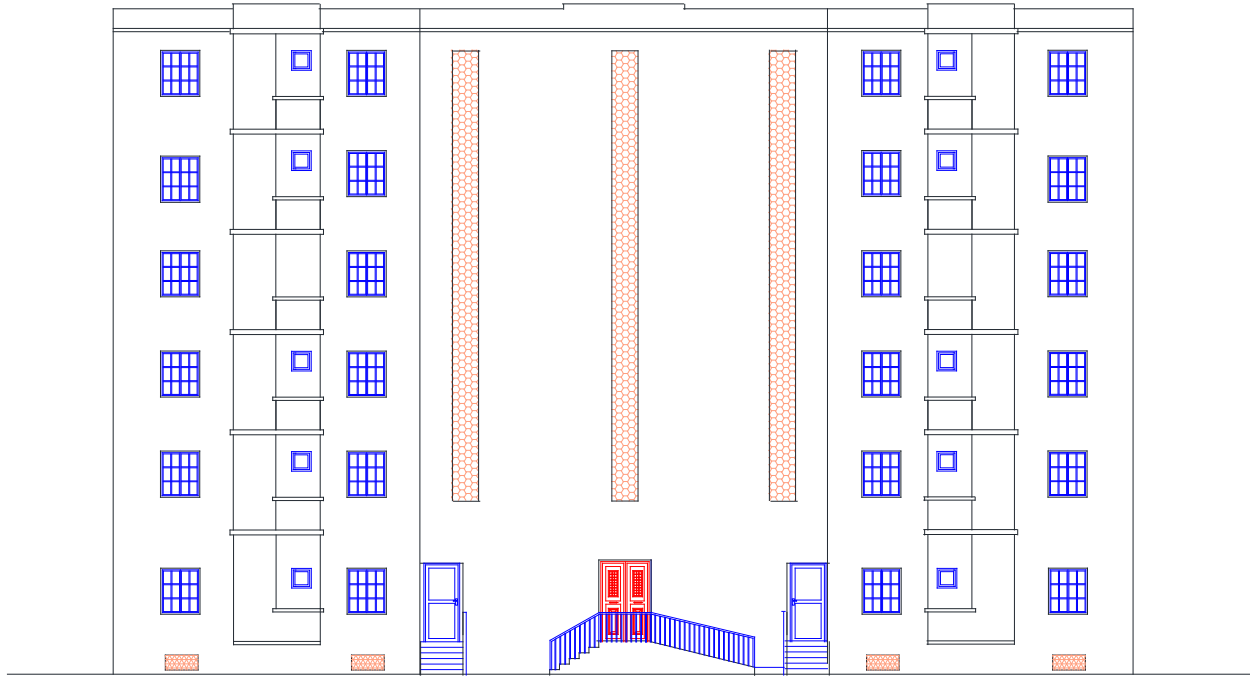
Annexe 13

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

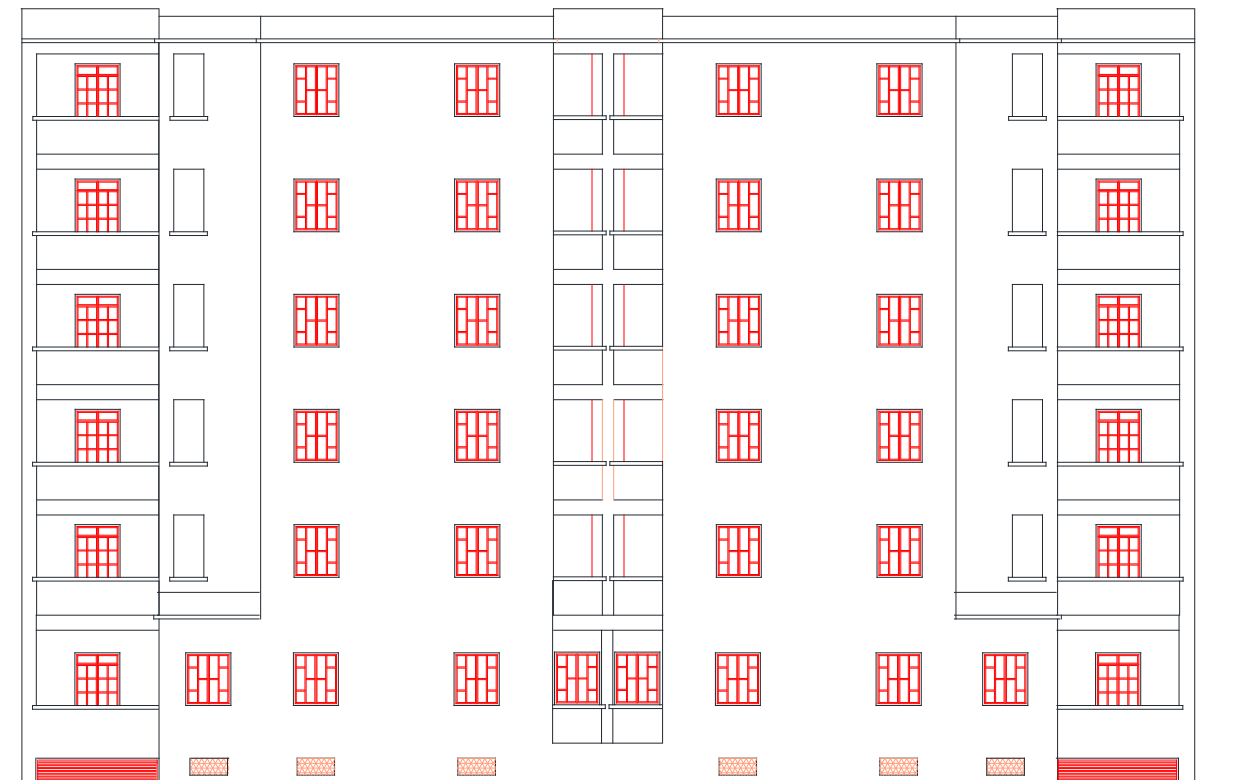
$\frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0648	0,4320	0,0743	0,5817
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

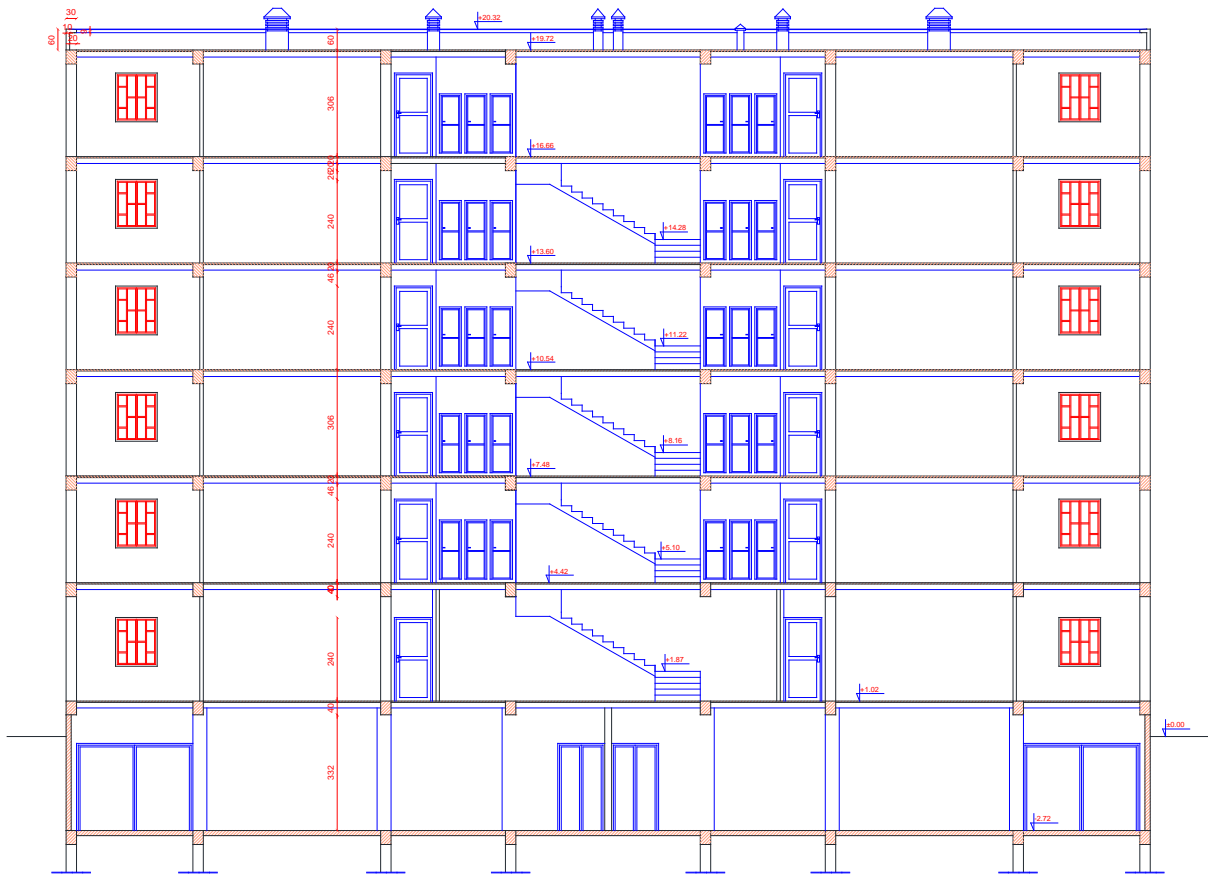
للواجهة الامامية عمارة U1 = U2 سلم 100/1



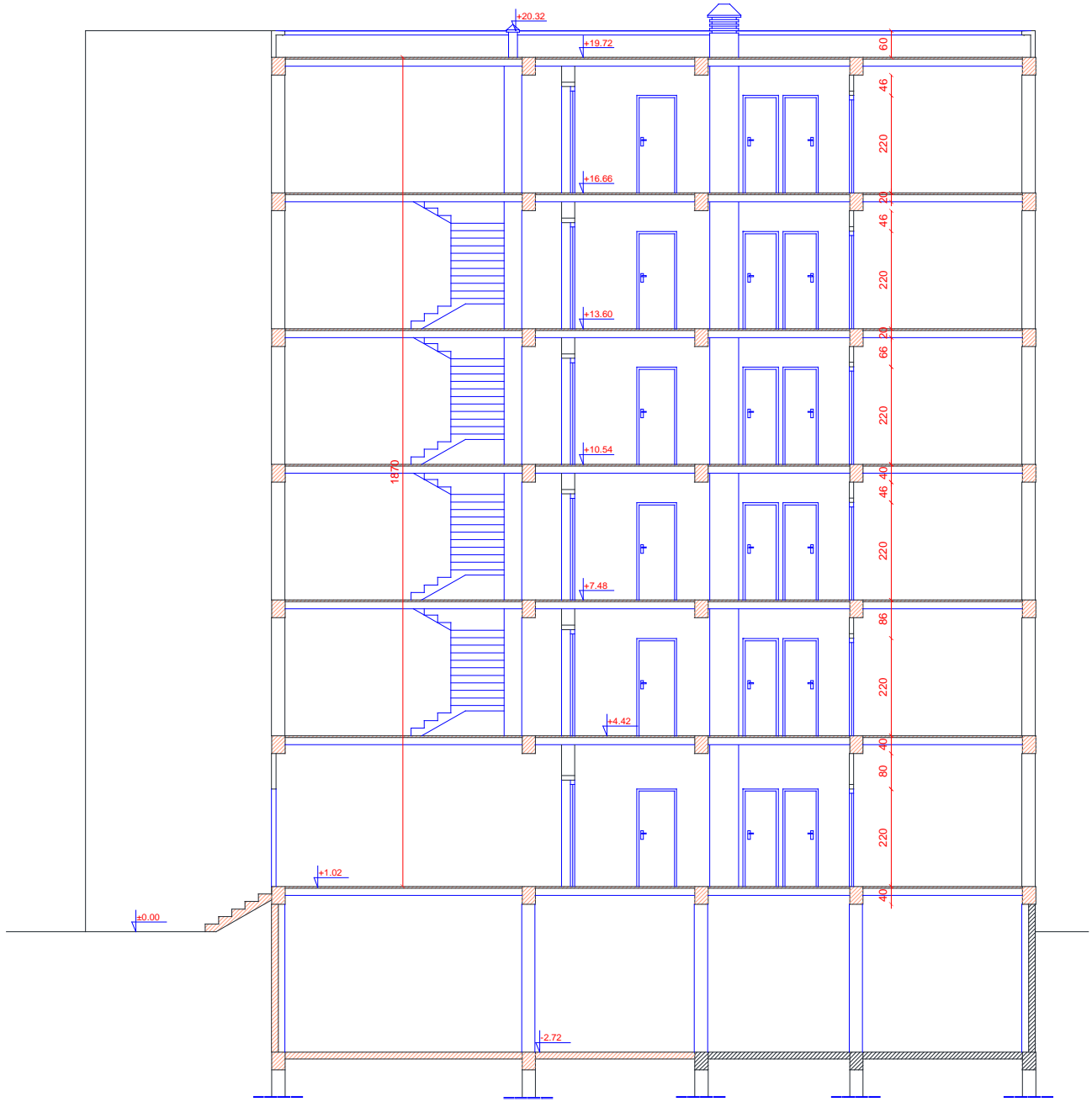
الواجهة الخلفية عمارة 01-02 سلم 100/1

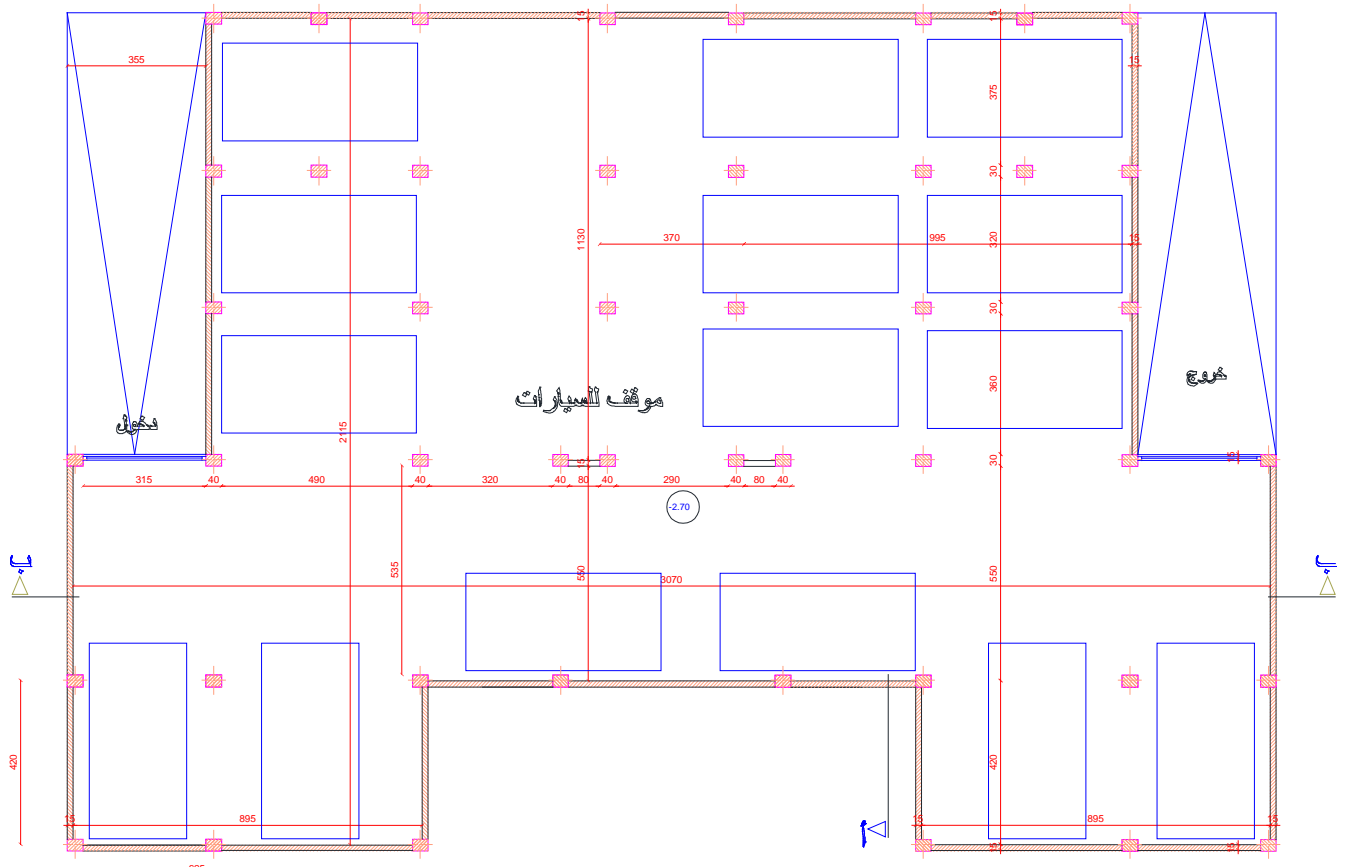


المقطع ب ب عمارة 01-02 سلم 100/1

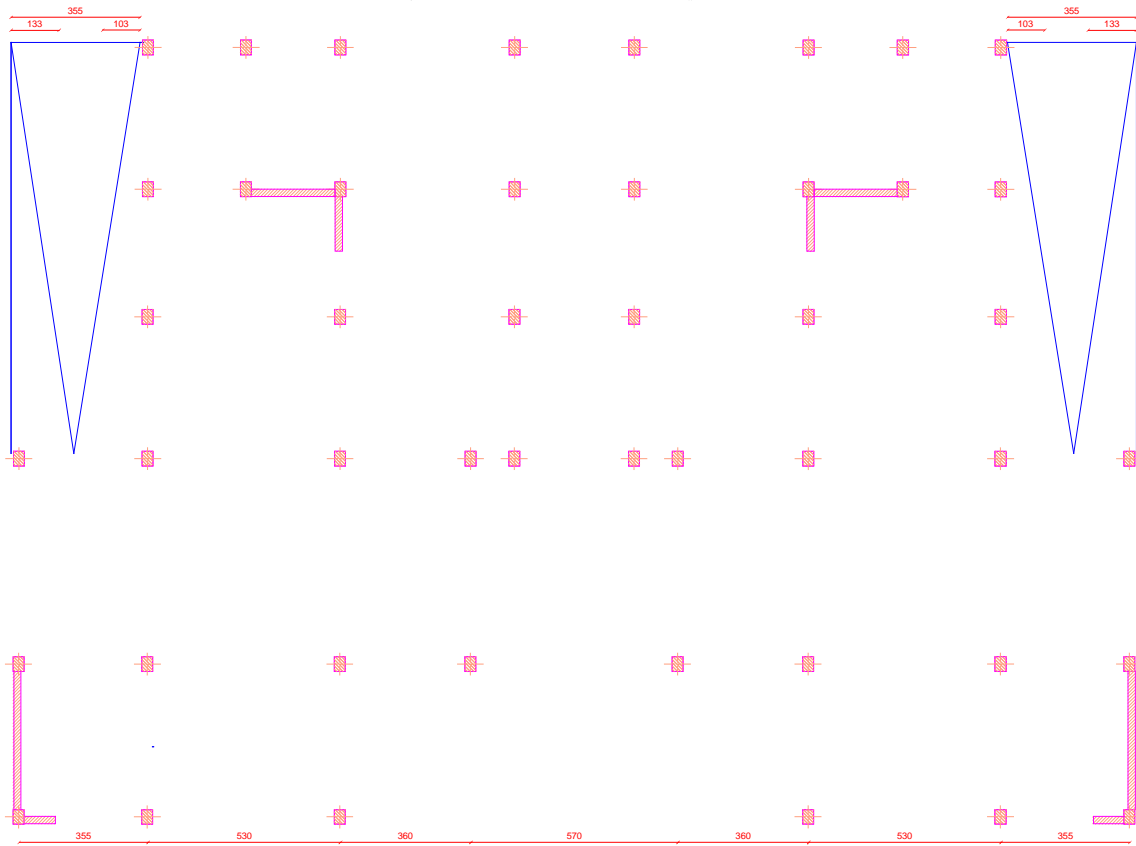


المقطع أ عمارة 02-01 سلم 100/1

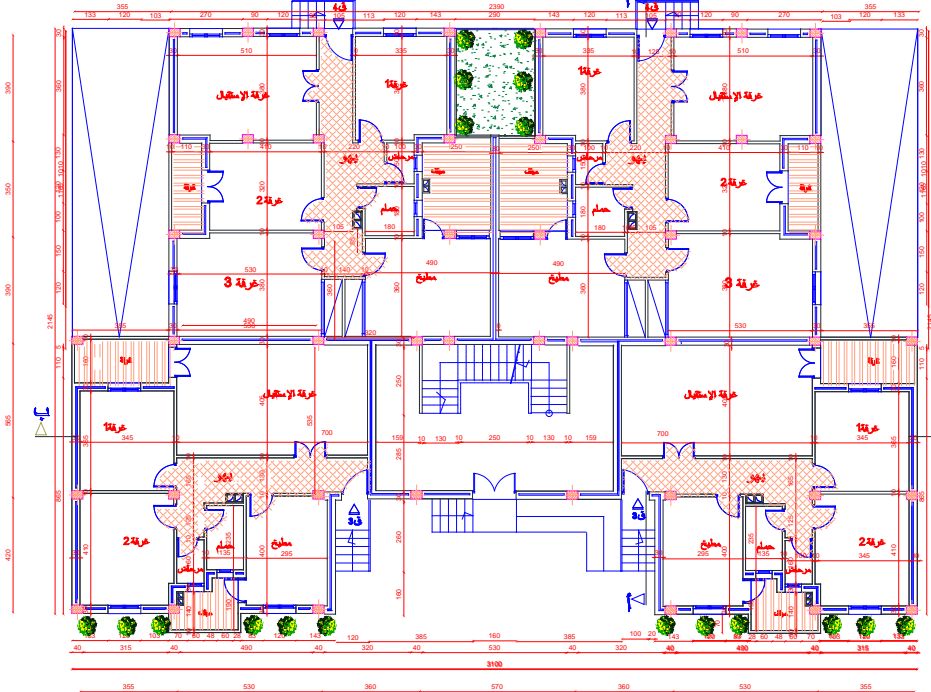




مخطط الطابق الأرضي عمارة 01 - 02 سلم 100/1

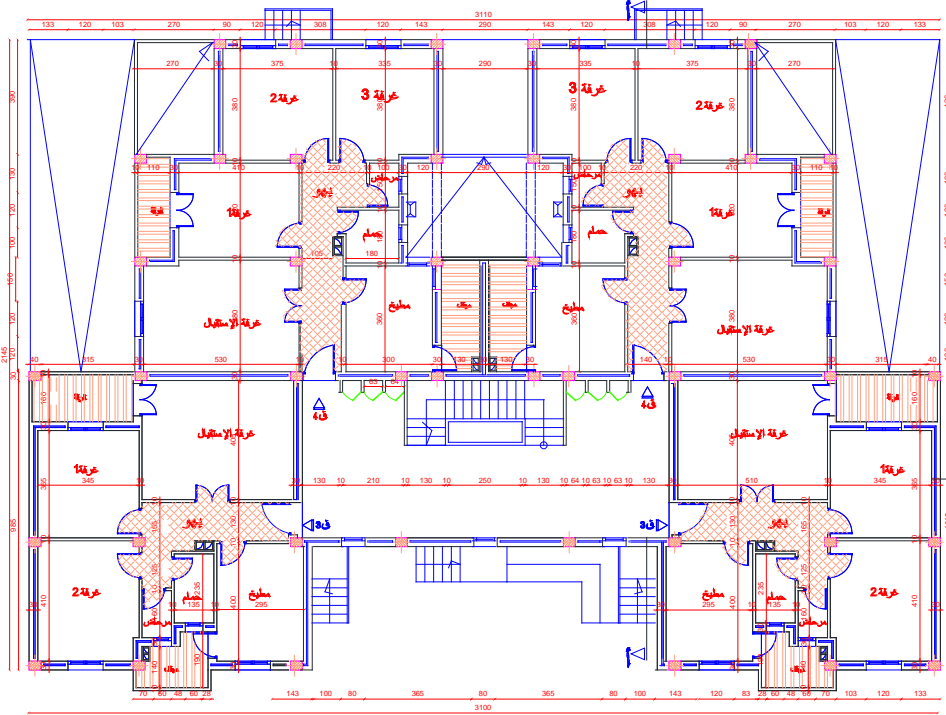


مخطط الطابق الأرضي عمارة 01 - 02 سلم 100/1



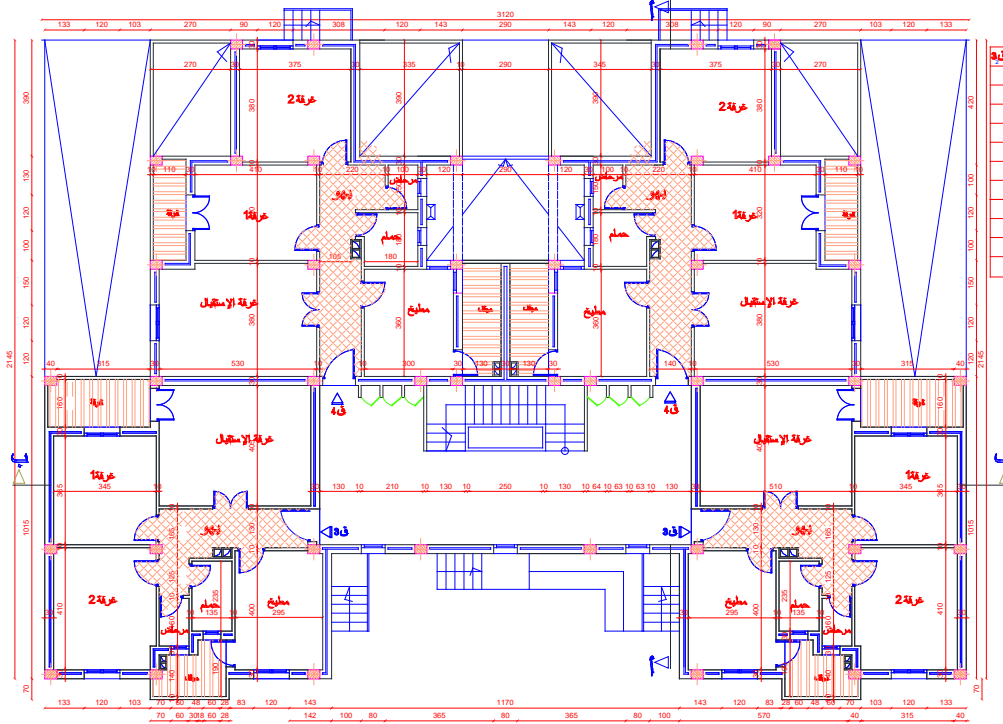
الغرفة	المساحة (م ²)	المساحة (م ²)
غرفة الاستقبال	18.54	28.36
غرفة 1	12.48	12.99
غرفة 2	13.12	13.92
غرفة 3	19.84	—
مطبخ	16.56	11.76
حمام	3.40	3.17
مرحاض	1.50	1.60
دور مياه	12.44	10.75
غرفة نوم	2.72	—
غرفة تخزين	101.11	62.15
غرفة	3.52	5.46
البيوت	8.12	3.57
مساحة التغطية الكلية	112.75	91.18

مخطط الطابق 3-2-1 عمارة 02-01 سلم 100/1



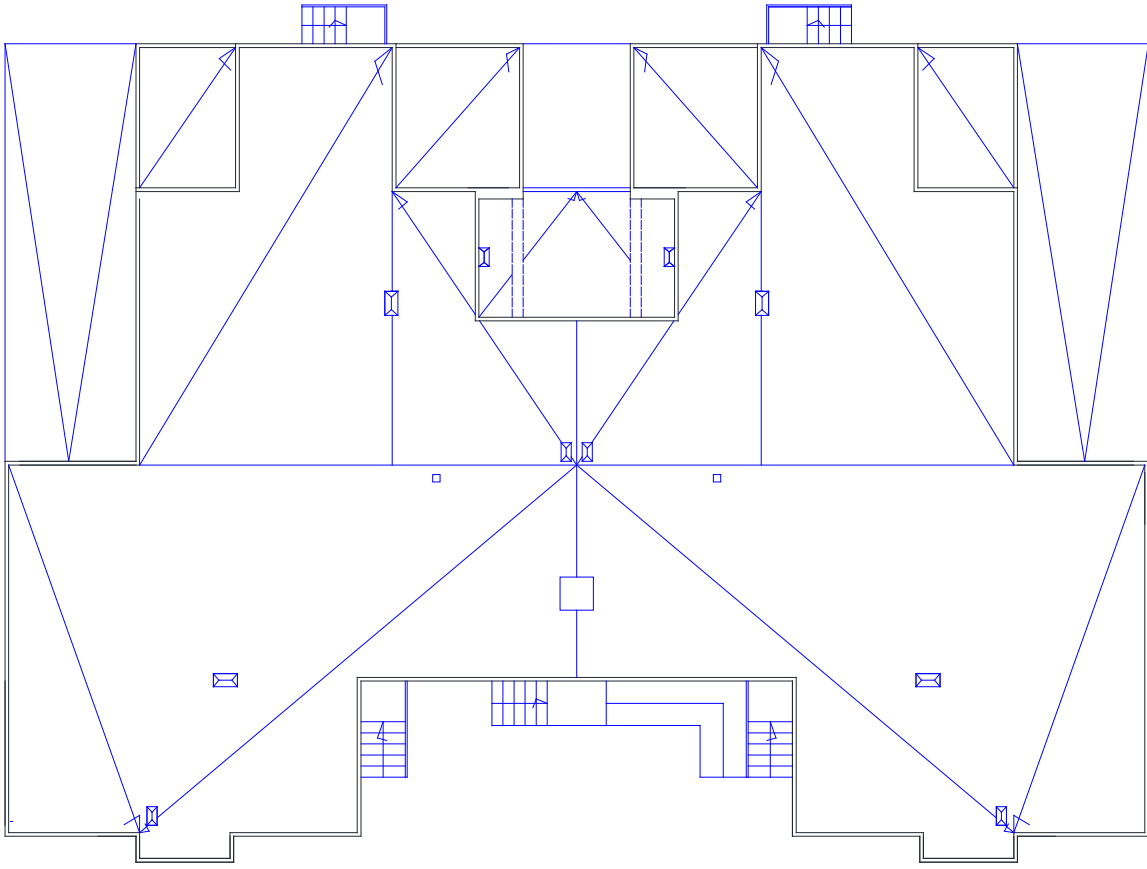
المستطابق (م2)	المستطابق (م2)	المستطابق (م2)
19.84	20.65	غرفة الإستقبال
13.12	12.59	غرفة 1
14.15	13.92	غرفة 2
12.49	—	غرفة 3
10.80	11.76	مطبخ
3.40	3.17	حمام
1.50	1.60	مرحاض
10.71	8.35	إيجور
88.01	72.04	المساحة السكنية
3.52	5.46	التراس
4.80	3.57	الرفيف
94.33	81.07	المساحة الإجمالية المسماة

مخطط الطابق 4-5 عمارة 01-02 سلم 100/1



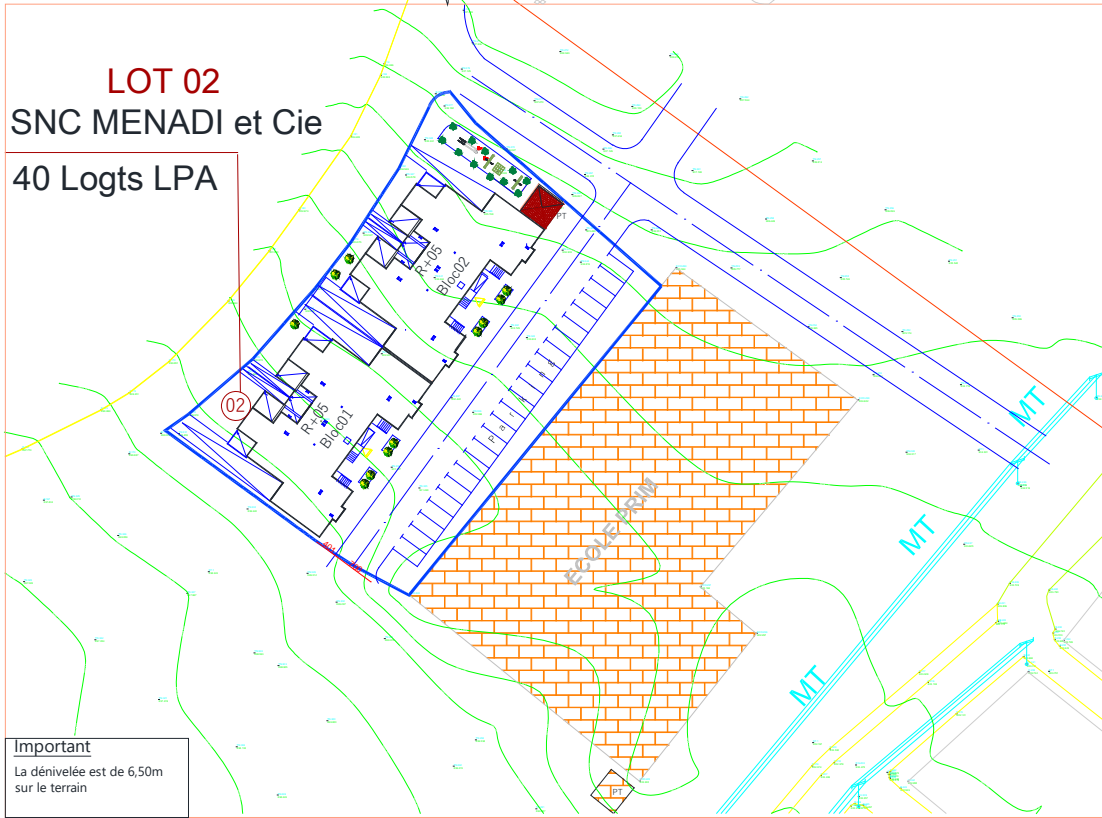
المساحة (م ²)	المساحة (م ²)	التعليق
19.84	20.65	غرفة الإستقبال
12.96	12.59	غرفة 1
14.15	13.92	غرفة 2
10.80	11.76	مطبخ
3.40	3.17	حمام
1.60	1.60	مرحاض
9.45	8.35	دخول
72.10	72.04	المساحة السكنية
3.68	5.46	الغرفة
4.80	3.57	الحمام
80.58	81.07	المساحة الاجمالية المستعملة

منظط السطح عمارة 02-01 سالم 100/1



الرفع الطبوغرافي سلم 500/1

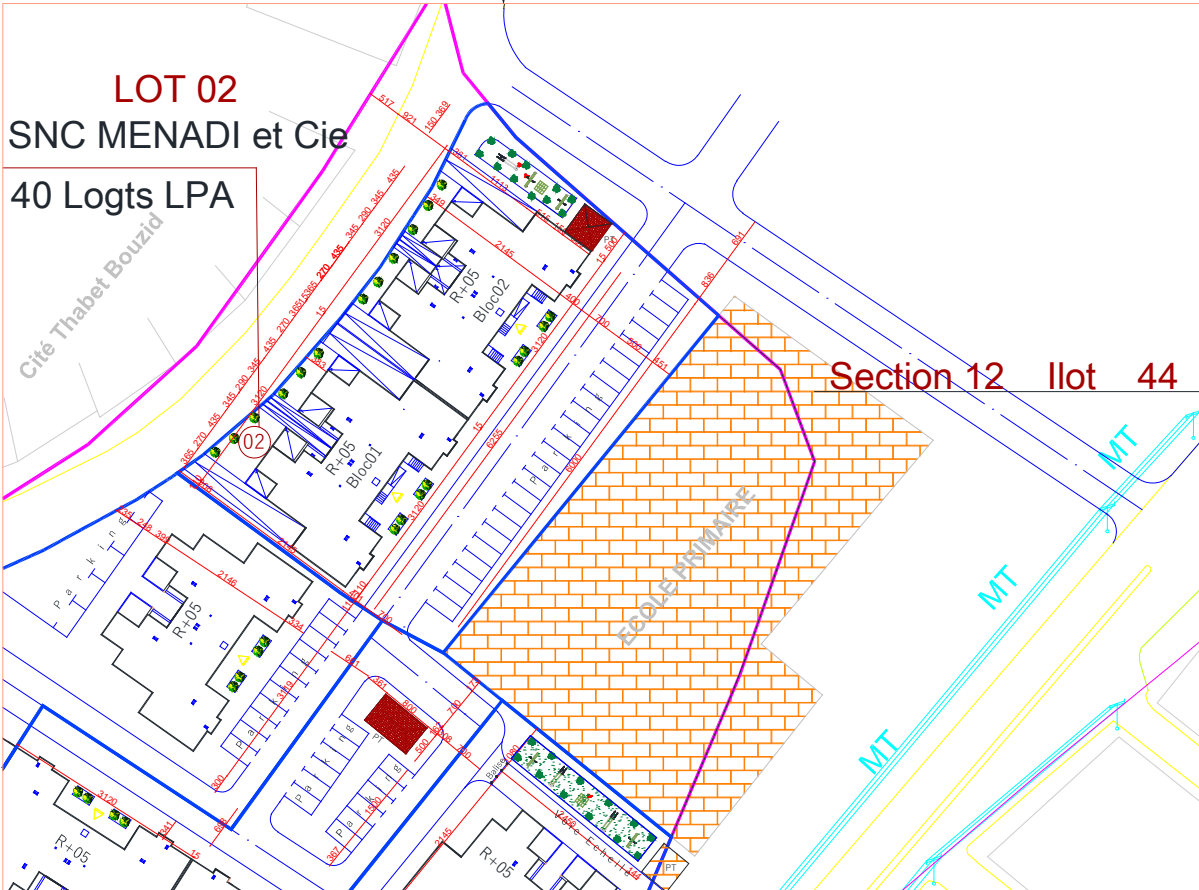
LOT 02
SNC MENADI et Cie
40 Logts LPA



Important
La dénivelée est de 6,50m
sur le terrain

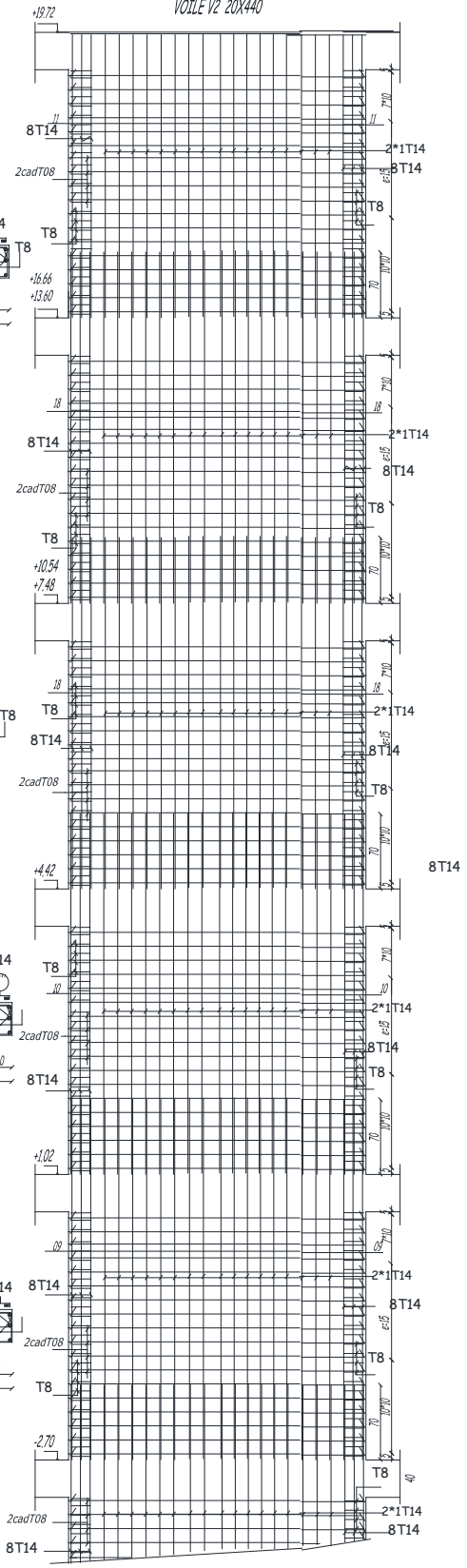
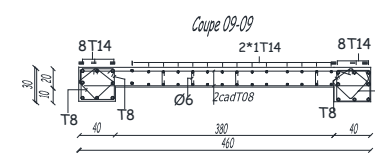
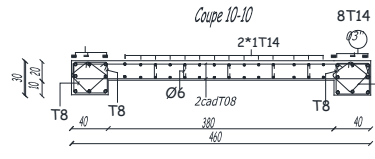
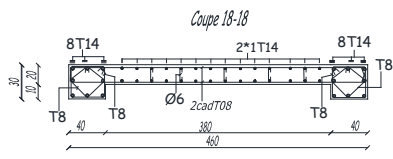
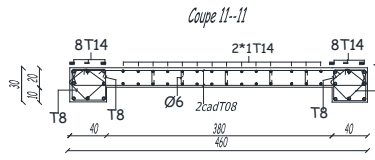
منظ الكنته سلم 500/1

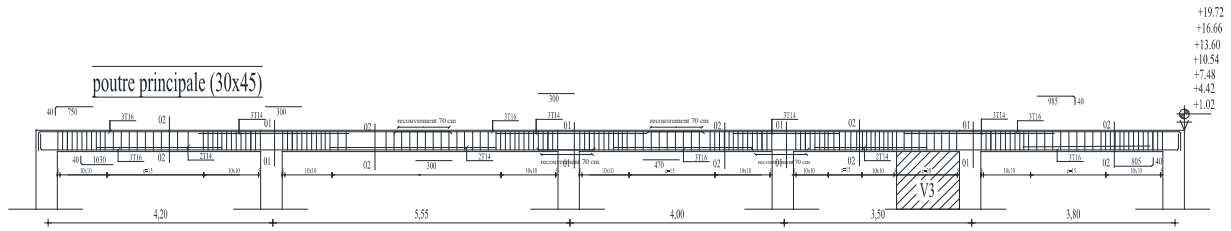
LOT 02
SNC MENADI et Cie
40 Logts LPA



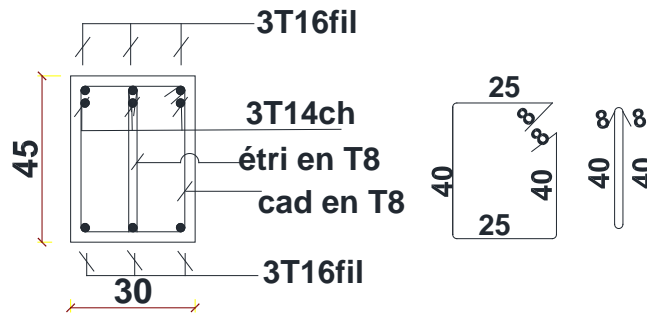
Plans de génie civil

VOILE V2 20X440

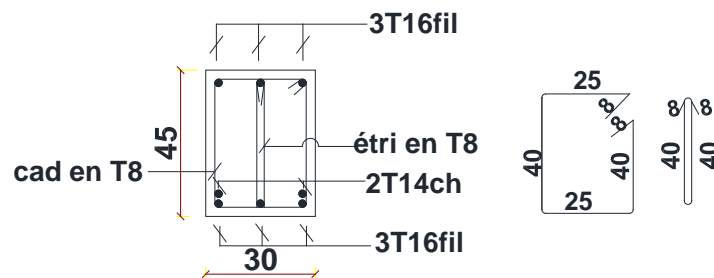




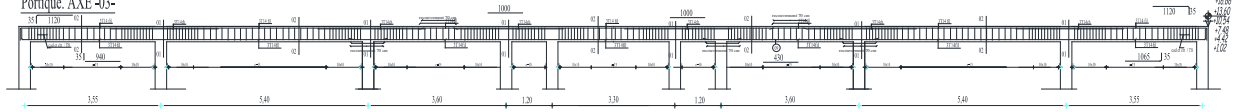
coupe 1-1 (sur appui)



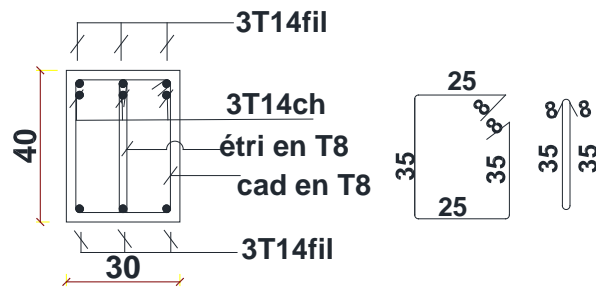
coupe 2-2 (en travée)



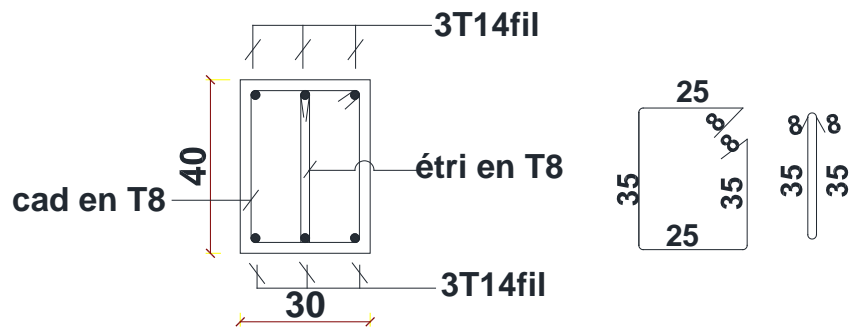
poutre secondaire-(30x40)
 Portique, AXE -03-



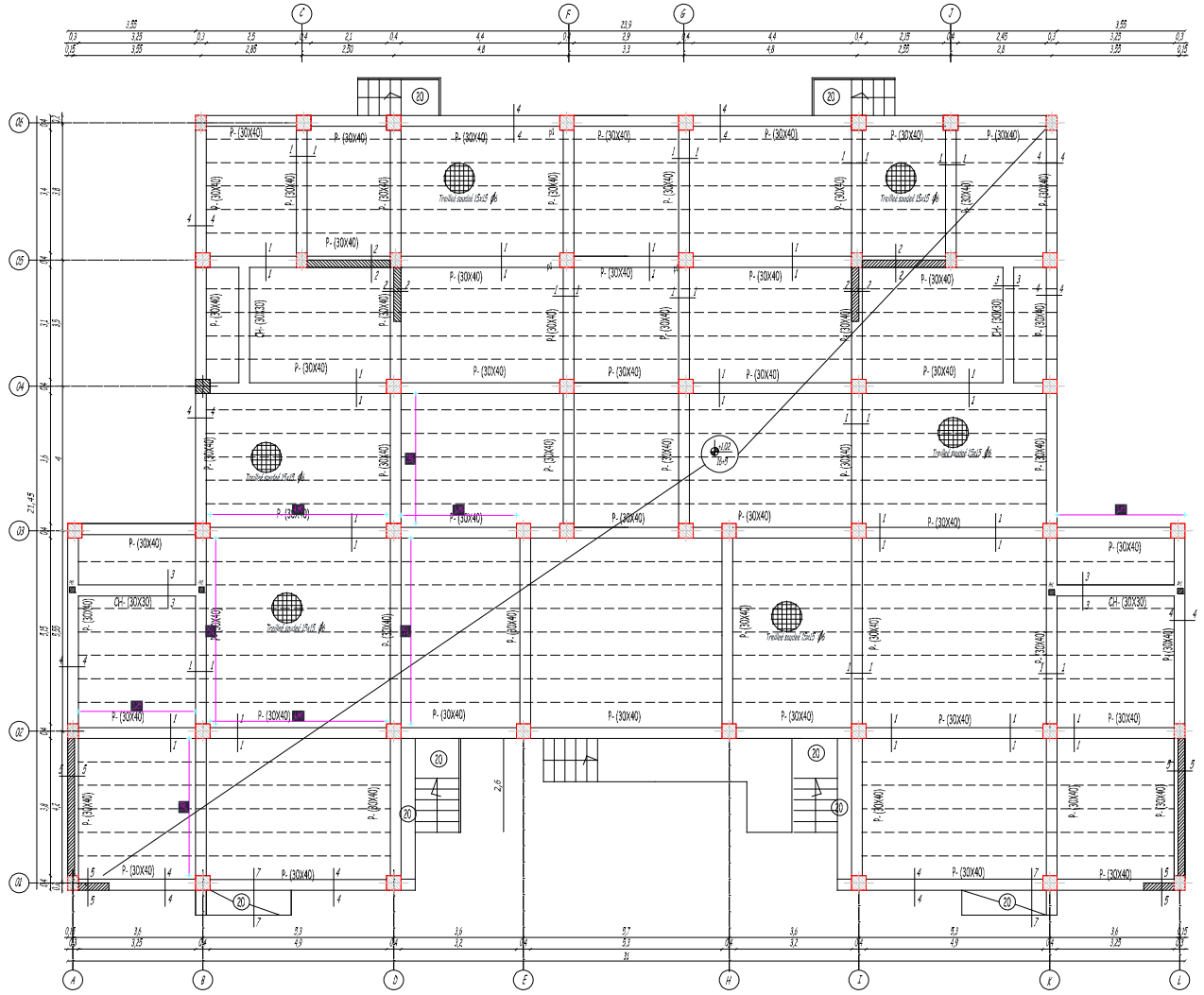
coupe 1-1 (sur appui)



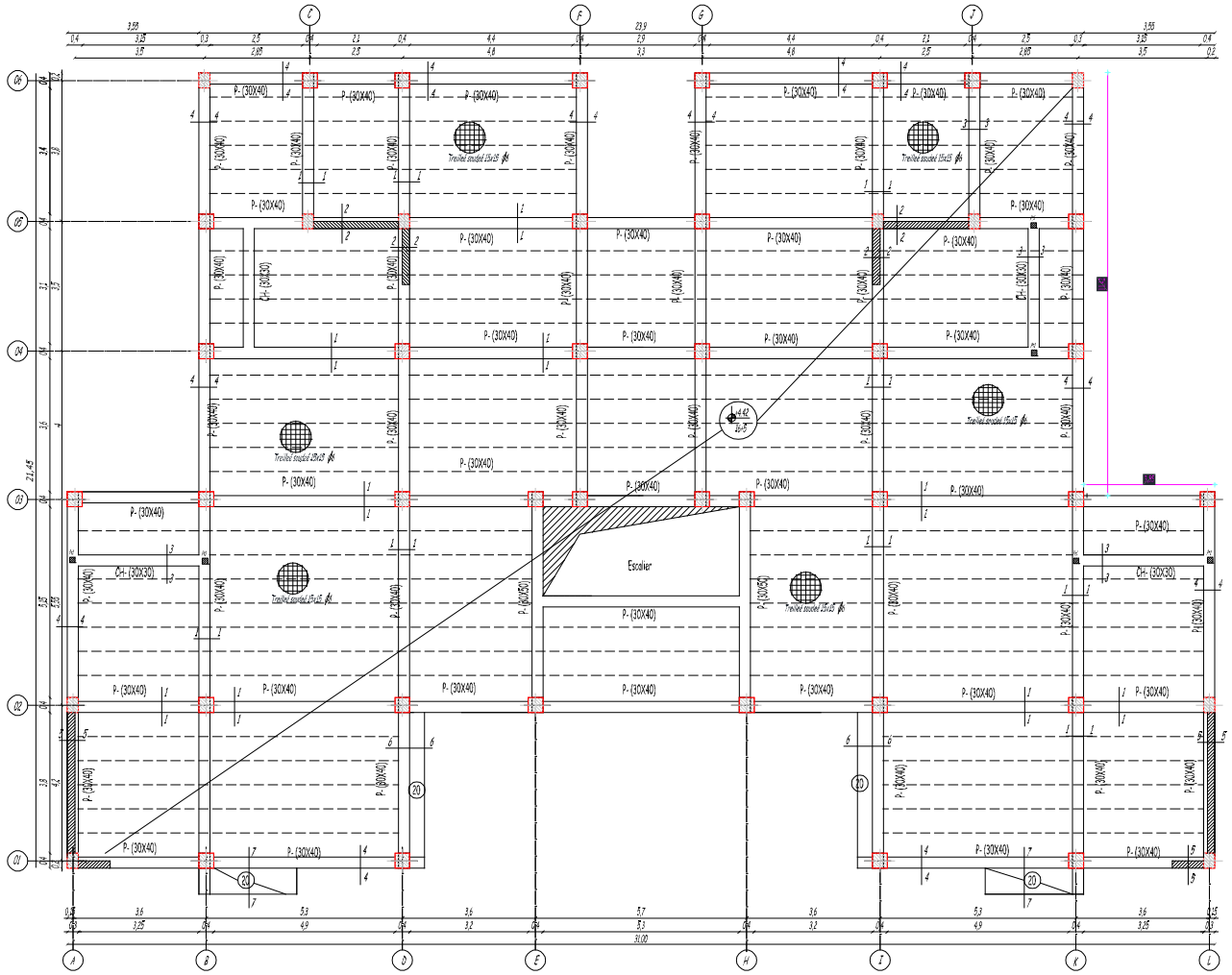
coupe 2-2 (en travée)



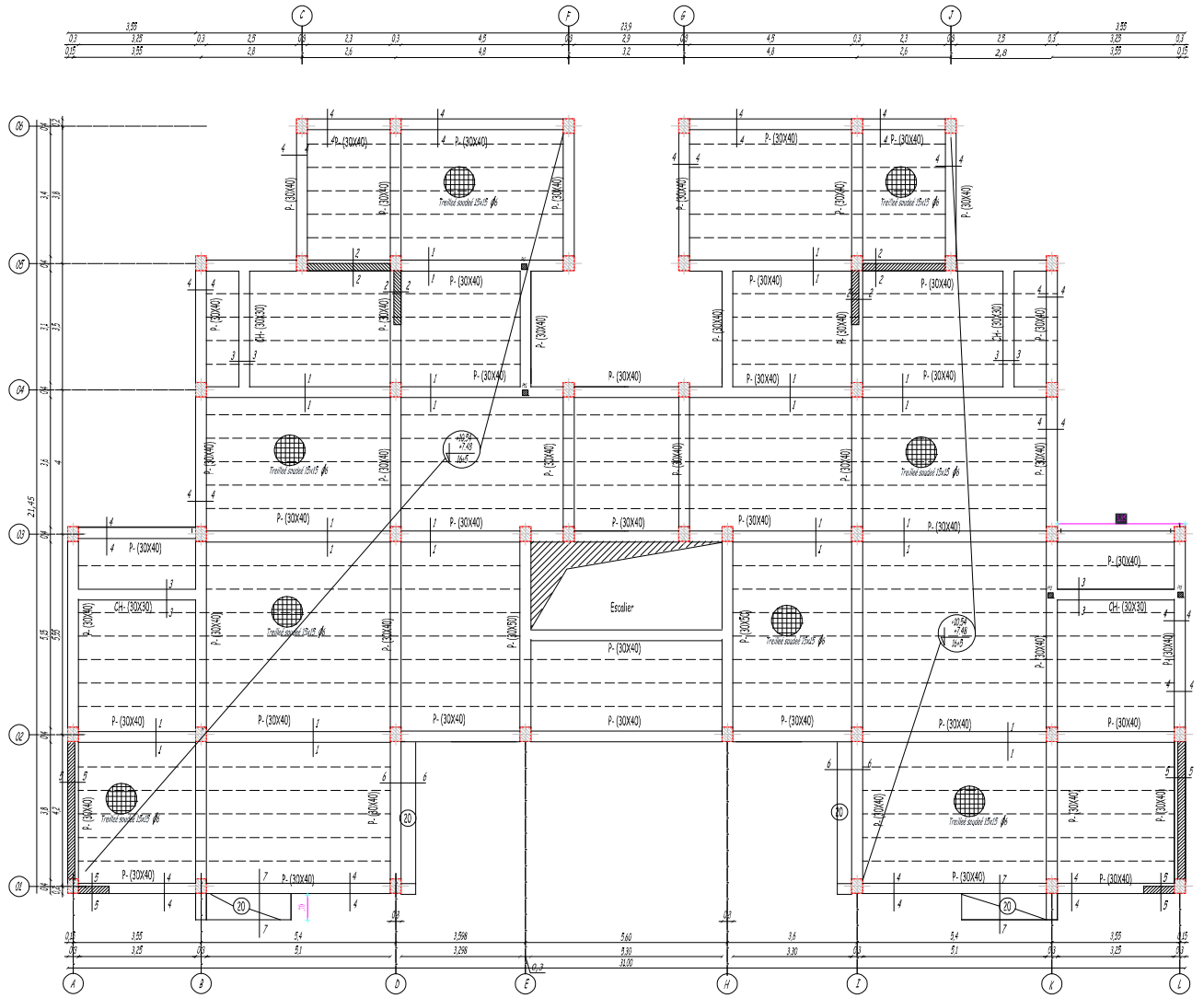
COFFRAGE PLANCHERS : +1.02



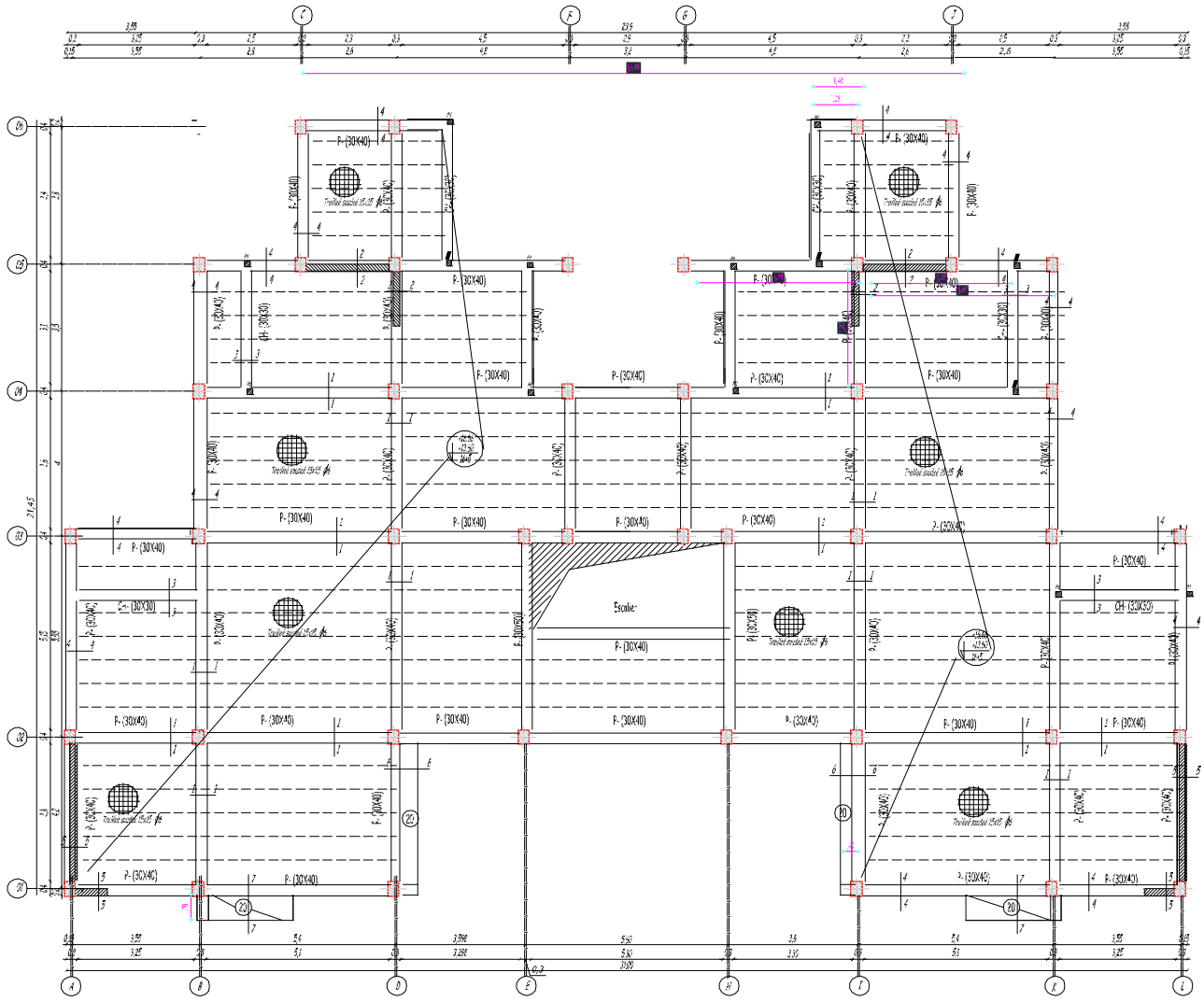
COFFRAGE PLANCHERS : +4.42



COFFRAGE PLANCHERS : +7.48/+10.54



COFFRAGE PLANCHERS : +13.60/+16.66



Modélisation (ETABS)

